Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil

PROYECTO DE IRRIGACION

Tesis de Grado

PRESENTADA POR EL EX-ALUMNO
SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

Promoción 1953

Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil

PROYECTO DE IRRIGACION

Tesis de Grado

PRESENTADA POR EL EX-ALUMNO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

Promoción 1959

Lima - Perú

Lima, 6 de Julio de 1960.

Señor Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

Universidad Nacional de Ingeniería

Su Despacho.

S.D. :

Yo, Santiago Stucchi Esquerre, de nacionalidad Peruana; tengo a honra dirigirme a Ud., en la ocasión de hacer de su conocimiento que:

Habiendo cumplido todos los requisitos exigidos por la Ley de Educación, y los Reglamentos de esa Facultad, para optar el título de Ingeniero Civil; le agradezco tenga a bien impartir sus instrucciones, en el sentido de que me sean fijados Jurado y Fecha, a, objeto de sustentar la Tesis que me hará acreedor del mencionado título.

Soy de Ud, muy respetuosamente,

Santiago Stucchi E.

D E D I C A T O R I A

A MIS QUERIDOS PADRES Y HERMANOS, a quienes debo la feliz culminación de mis estudios.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TEMA DE GRADO

Ante-Proyecto de Irrigación de las Pampas ..... situadas en la Costa Central del Perú, entre las elevaciones 350 m. y 200 m. s.n.m.

Area Irrigable: 6500 hectáreas.

Fuente de Aprovechamiento: Río....., cuyo estiaje crítico disponible es de 10 m^3. p.s. y su máxima descarga de 240 m^3.p.s. en 20 años de observaciones.

I.- ESTUDIO DE RECONOCIMIENTO.-

II.- ESTUDIO PRELIMINAR.-

2A).- Generalidades:-a) Situación.- b) Antecedentes Legales.- c) Geomorfología de la Zona.- d) Vías de Comunicación.- e) Mercados de Consumo.-

2B).- Estudio Hidrológico: a) Hidrología General.- b) Estudio de cantidades de agua para los diferentes cultivos.-

2C).- Estudio General del Clima.-

2D).- Estudio de los Suelos: a) Clasificación de los Suelos.- b) Valorización de los Suelos.-

2E).- Técnica de Integración del Suelo y el Agua: a) Plano General a la Escala de 1:50,000 y la técnica de su levantamiento.- b) Geología General y Fisiografía de la Zona.- c) Ubicación de la Bocatoma.- d) Trazo de los canales de derivación y madre de acuerdo con las pendientes críticas de costo.- e) Ubicación y Estudio General de las principales obras de arte.- f) Lotización.- g) Sistema de Distribución.- h) Drenaje.- i) Caminos Vecinales.- j) Metrados y Presupuestos.- k) Balance Económico.- l) Aspecto Social y Económico.-

III.- ESTUDIO DEFINITIVO DE LA BOCATOMA PARA LA IRRIGACION ANTERIOR Cálculo, Diseño y Metrados de una Bocatoma con Barraje Tipo Peruano.- Trazo de 2 km. del Canal de derivación.

Lima, 26 de Abril de 1959

El Profesor del Curso

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

INTRODUCCION.-

El presente trabajo, que me sirve para obtar el título de Ingeniero Civil, expone las teorías que deben conocerse y las normas a seguir en un Proyecto de Irrigación en el Perú.

En este trabajo sólo presento el estudio definitivo de una Bocatoma y del trazo de dos kilómetros del Canal Principal. El resto del trabajo solo expondrá los conocimientos necesarios para cualquier proyecto que se desarrolle en la Costa Central del Perú. Hago notar que si bien doy ideas generales trato de ceñirme a un proyecto real y asi los ejemplos con que ilustro los conceptos los hago siguiendo los datos para mi proyecto de irrigar 6500 Ha. tal sucede, por ejemplo, al hablar sobre Desarenadores, en que, para explicar las normas de su cálculo lo he hecho calculando uno para un gasto en el canal de 7 m^3/seg. que es el necesario para irrigar las pampas mencionadas y que es el dato con que he calculado la Bocatoma. Es por esto que durante el desarrollo del trabajo a veces me expreso como si estubiera resolviendo un proyecto real pero en general hablo sobre un proyecto cualquiera.

Aclarando este punto me referiré ahora al por qué de mi desición en escoger este tema para mi Tesis.

Escogi el tema de Irrigación, en parte por mi inclinación a esta clase de trabajo y en parte a la gran Importancia que las Irrigaciones tienen en nuestra Patria.

Esta importancia radica en lo que significa entregar nuevas tierras a la agricultura. Significa mas alimentos, nuevos centros de trabajo, expansión rural; en otras palabras significa progreso, bienestar social. Y por que es esencial esto para el Perú?. Es esencial por que, segun las estadisticas, somos uno de los países peor alimentados del mundo; por que nuestras principales capitales, sobre todo Lima, estan superpobladas y tiene un agudo problema de vivienda. Hay que tener en cuenta también el crecimiento de la población, se considera que dentro de 20 años se habra duplicado la población de las principales capitales.

De todo esto vemos que es de importancia vital, en el Perú, el entregar nuevas tierras al cultivo. Entendiéndolo asi es que la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas ha elavorado y puesto en ejecución un Plan de Irrigaciones y Fuerza Motriz Hidraúlica con el propósito de ejecutarlo en el lapso de 25 años. Contempla la irrigación de 780,000 Ha. en la Costa con un gasto mínimo de 15,000'000,000 de Soles.

La verdad es que este Plan no mejorará en mucho el ni-

vel actual de vida pero sí evitará que éste baje con el aumento de la población.

Para elavorarse el Plan en mención se hizo un estudio de las áreas irrigadas y por irrigar en la Costa y se llego a la siguiente conclusión:

Departamento	Area Irrigada	Area por Irrigar
Tumbes	4,000 Ha.	17,000 Ha.
Piura	71,000 "	139,000 "
Lambayeque	99,000 "	153,000 "
La Libertad	93,000 "	100,000 "
Ancash	27,400 "	18,000 "
Lima	127,700 "	222,000 "
Ica	73,000 "	———
Arequipa	31,000 "	110,000 "
Tacna	5,660 "	20,000 "

Ojalá nuestros gobiernos pongan un poco mas de voluntad hacia estos problemas nacionales y se pueda cumplir este plan en forma satisfactoria.

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

I

E S T U D I O D E

R E C O N O C I M I E N T O

CAPITULO I.- Reconocimiento.

PROYECTO DE IRRIGACION
TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

CAPITULO I

ESTUDIO DE RECONOCIMIENTO.-

Al plantearse la posibilidad de aprovechar unas pampas eriáceas lo primero que se hará es un reconocimiento con el objeto de determinar la factibilidad del proyecto.

Este estudio se le encomienda siempre a un Ingeniero experimentado pues del informe que él rinda se determinará la posibilidad económica del proyecto.

Los resultados ha obtener en un Estudio de Reconocimiento son:

.- Determinación aproximada del área de las pampas. Para el efecto se levantará un plano de la zona a una escala que puede ser de 1:100,000 ó de 1:50,000.

.- Determinación de la fuente de aprovechamiento. Se hace con el fin de determinar la mínima cantidad de agua de que se dispone deducidos los derechos de terceros, y ver si es necesario o no una obra de represamiento, lo que redundará en el costo de la obra. De esto se desprende que el Estudio de Reconocimiento debe hacerse en época de estiaje.

.- Un análisis fisiográfico por medio de un estudio agrológico para lo cual se tomaran muestras del suelo y subsuelo de la pampa.

.- Un estudio topográfico de la zona para ver si necesita de gran movimiento de tierras para nivelarlas o no.

Estos resultados se obtendran directamente de los trabajos de campo. Además a base de estos y en la oficina se obtendrán los siguientes:

.- Determinación aproximada de la valorización de las tierras por irrigar, deducido del estudio agrológico.

.- Una apreciación del costo probable de las obras principales asi como de las demás obras de arte.

.- Una descripción de las posibles soluciones.

.- El desarrollo de un balance que decidirá si el proyecto es economicamente realizable.

Obtenidos todos estos resultados se hará una Memoria de los trabajos efectuados.

El Estudio de Reconocimiento se hace con el instrumental mas ligero que se pueda conseguir y que puede ser el sgte:

a) Una brújula de pínulas.

b) Un altímetro o aneroide.
c) Un podómetro o cuenta paos.
d) Una wincha.
e) Una libreta de campo.
f) Un eclímetro (nivel de mano).
g) Una pala y un pico.
h) Un buen número de envases para guardar las muestras de suelo que se vayan extrayendo.
i) Los elementos necesarios para permanecer en el campo el tiempo que dure dicho estudio.

Procedimiento.- Suponiendo que las pampas motivo de estudio sean las de la lámina Nª 1; se procede de la siguiente manera:

En la zona aproximada (A) donde se ubicará la bocatoma se busca un tramo mas o menos regular, generalmente se busca la tangente donde la pendiente sea suave.

Se levantan secciones transversales (regularmente por el método de resaltos) De ellas se toma una sección media.

Se mide luego la velocidad de la corriente (por medio de flotadores) y se procede a calcular el gasto aproximado del río mediante: Q CxVxA donde C es un coeficiente de reducción de la velocidad medida en la superficie. Este coeficiente varía entre 0.80 a 0.95 según sea la rugosidad del cauce.

Igualmente se hará, después, en los puntos (B) comienzo de pampa y (C) fin de la pampa.

Una vez tomado el perfil transversal en A, se tomará la altura aproximada del punto (aneroide), luego con la brújula se avisará al punto más lejano posible (2) (se repetirá lo hecho) Se medirá el azimut y luego se traslada a dicho punto (2) midiendo la distancia en forma aproximada con el podómetro.

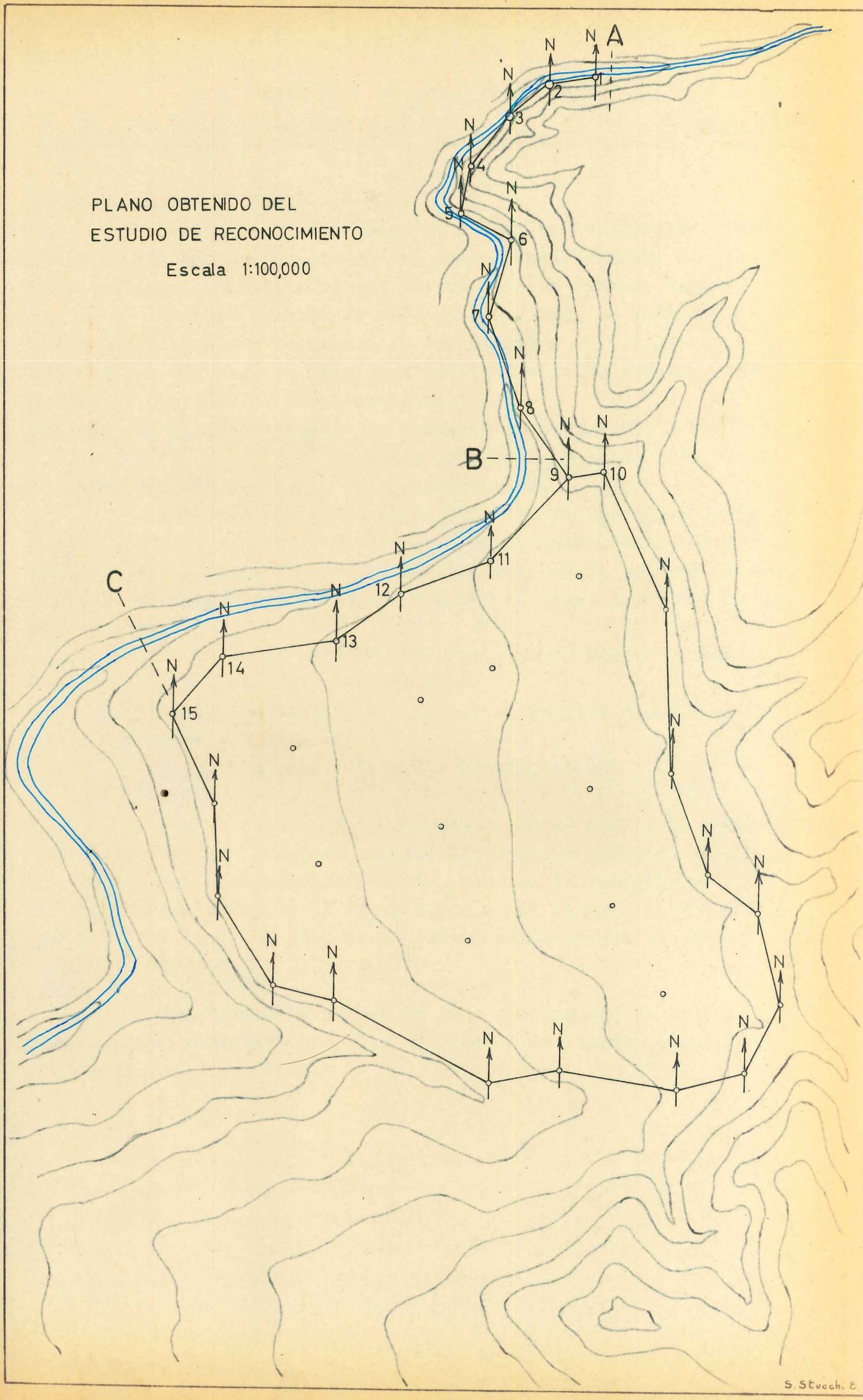
Llegado al punto (2) se repetirá lo hecho en el anterior y así sucesivamente bordeando la pampa hasta regresar al punto B. Se habrá obtenido una poligonal, cuyos vértices estan acotados y por interpolación se puede hacer un primer plano de curvas a nivel.

Como se necesitan muestras del suelo estas se habrán ido sacando conforme se avanzaba en la poligonal. Para obtenerlas se hacen zondajes y se sacan muestras del suelo y subsuelo a los vértices y puntos intermedios de la pampa, dichas muestras se guardan en los saquitos que han llevado para tal fin, para luego remitirlas a un laboratorio para su respectiva clasificación.

Se estudiará también, en la cabecera de la pampa, si el terreno es apropiado para un salto hidráulico para producción

PLANO OBTENIDO DEL
ESTUDIO DE RECONOCIMIENTO

Escala 1:100,000



S. Stucchi E.

de fuerza dectromotriz.

Terminado este trabajo de campo, se tendrán suficientes datos para hacer un estudio de los puntos anteriormente expuestos y determinar la posibilidad que hay de irrigar dichas pampas.

Se verá también si el caudal del río, en estiaje, deducidos los derechos a terceros, es suficiente para irrigar apropiadamente las tierras, en caso contrario, si ésta no alcanza sería necesario una obra de almacenamiento.

Proyecto de Almacenamiento.- De presentarse este caso, habré que hacer primeramente un cálculo aproximado del volumen necesario de almacenamiento.

Para dar una idea, supongamos que el terreno a irrigar sea de 6,000 Ha. y que el río, fuente de abastecimiento, traiga en estiaje 2 m3/seg. Tomando un módulo de riego en estiaje de 0.6 lit/seg. se necesitará 0.6x6,000 = 3,600 lit/seg. para irrigar dicho terreno.

Si de los 2 m3/seg., 1m3/seg., pertenece a terceros, tendremos un déficit de 2,600 lit/seg.

Como generalmente el estiaje en nuestra costa dura 8 meses tendremos que almacenar:

$$\frac{2,600}{1,000} \times 86,400 \times 30 \times 8 = 54'000,000 \text{ m3}$$

Con el conocimiento de este valor se sube a la cordillera para buscar la cuenca que nos rinda dicho volumen. Para esto sabemos que el rendimiento varía mucho en la cordillera pero un valor medio entre los 3,000 y 5,000 m. de altura es 350,000 m3 por Km2. por tanto el área de la cuenca sería aproximadamente.

$$\frac{54'000,000}{350.000} = 154 \text{ Km2}$$

Encontrada la cuenca de área aproximada, se buscará un vaso con su respectiva boquilla que nos dé una altura económica de presa.

II

E S T U D I O

P R E L I M I N A R

CAPITULO II.- Generalidades.
CAPITULO III.- Hidrología.
CAPITULO IV.- Clima.
CAPITULO V.- Suelos.
CAPITULO VI.- Técnica de Integración del Suelo y el Agua.

CAPITULO II

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES.-

Se hacen con el objeto de lograr con mayor exactitud los datos obtenidos en el primer trabajo. Para tal fin los instrumentos usados son de mayor presición, agregando otros como la plancheta que no se usó en el Estudio de Reconocimiento.

Este estudio comprende los siguientes puntos;

1) Generalidades.-

a) Situación y Antecedentes Legales.-

Una vez deducido, del Estudio de Reconocimiento, que hay posibilidades económicas en realizar la obra se procede a denunciar las tierras.

El denuncio va dirigido al Ministro de Fomento y Obras Públicas y se presenta a la Dirección de Aguas e Irrigación. Va acompañado del recibo correspondiente a la garantia que debe depositarse en la Caja de Depósitos y Consignaciones y cuyo importe es de diez soles por Hectárea de terreno. Se indica la ubicación, extensión y límites de las pampas. Acompañará un plano de la zona.

El gobierno hará publicar el denuncio en el Diario Oficial dando un plazo para posibles reclamos vencido el cual se da el permiso respectivo para que se efectúen los estudios. Fija a su vez plazo de uno a dos años para la realización de éstos.

La solicitud de denuncio se hace de la siguiente manera:

Señor Ministro de Fomento y Obras Públicas

S.....S.....E....., de nacionalidad peruana, con Libreta Electoral N°....., respetuosamente ante Ud. ocurre para exponer:

Que habiéndome cerciorado que las tierras eriáceas denominadas....., ubicadas en el Distrito ..... de la Provincia ....., Departamento de .....; cuyos linderos son ...., de una extensión de .....Has., con el fin de irrigarlas con los excedentes de las aguas del río....., que se encuentra bordeando las citadas pampas, solicito a su alta dependencia se sirva disponer se me otorgue en propiedad de conformidad con la ley N°..... de fecha ....., para lo cual acompaño el presente croquis con los límites respectivos y el recibo de la Caja de Depósitos y Consignaciones.

Por tanto:

A Ud. Sr. Ministro me es honrroso anticiparle mi agradecimiento, esperando alcanzar de su generosidad, difiriendo

en forma favorable esta solicitud.

Es justicia que espero alcanzar.

Fima

b) Geomorfología de la Zona.-

Aquí se describe la forma y estructura de los terrenos en estudio.

Los conocimientos expuestos serán el resultado de las observaciones hachas en el terreno por el ingeniero encargado del estudio de reconocimiento, agregados con los resultados obtenidos en el laboratorio de las muestras sacadas del suelo.

c) Vías de Comunicación.-

Como se trata de un proyecto en la Costa casi todas las pampas están enlazadas por la Carretera Panamericana que une toda la Costa. Si los terrenos están lejos de ésta se indicará los caminos que dan acceso a la Panamericana .

d) Mercados de Consumo.-

En este aparte se especifican los principales centros de consumo para los productos que se obtendrán de las tierras. De antemano se sabe que el principal mercado será Lima siguiéndole en importancia las demás capitales de departamento, especialmente las mas cercanas a las pampas en estudio.

Para los productos de exportación, como algodón y caña de azúcar, sabemos que el principal mercado es EE.UU.

CAPITULO III

2.- ESTUDIO HIDROLOGICO.-

a) Hidrologia General.-

Definiendo la Hidrologia como: "Ciencia que estudia la distribuición del agua tanto en la atmósfera, superficie de la tierra como en los estratos interiores; y los métodos para valorizarla tanto cualitativa como cuantitativamente".

El agua está en constante movimiento debido a dos clases de energía: Calorífica y de los vientos. Este constante movimiento es conocido por Ciclo Hidrológico.

Ciclo Hidrológico.- La energía calorífica transforma en vapor el agua y la eleva a la atmósfera donde los vientos la transportan a diferentes lugares. Este vapor cuando llega a su saturación y se encuentra con un ambiente frío su humedad relativa aumenta y sobrepasa la saturación, el exceso se condensa y precipita en forma de lluvia líquida. Si esta lluvia cruza una zona con temperatura inferior a 0° se congela y cae en forma de nieve o granizo.

Al caer a tierra, parte de esta agua se evapora de nuevo, parte se infiltra en el terreno y el saldo se escurre por la superficie formando arroyuelos los que a su vez formarán un curso general, llamándose Cuenca a la zona geográfica que contribuye sus aguas a un río, está separada de las de los ríos vecinos por su respectivo divortium aquarum, que se determina sobre un plano topográfico siguiendo las líneas de cumbres.

La cuenca puede ser húmeda o seca:

Cuenca Húmeda.- Es cuando la precipitación produce escurrimiento.

Cuenca Seca.- Es cuando la precipitación no produce escurrimiento es decir que toda el agua: parte se evapora y el resto se infiltra en el terreno.

De estas definiciones se desprende que los factores que influyen serán la topografía y fisiografía del terreno asi como la intensidad de la precipitación.

En la Costa Peruana el escurrimiento se produce cuando la precipitación llega de 250 a 350 mm.

Si a lo largo de la Costa Peruana trazamos una línea de delimitación entre cuencas secas y húmedas veremos que esta línea comenzará en Tumbes a los 0 m. sobre el nivel del mar e iría subien

do hasta llegar a los 3500 m. sobre el nivel del mar en Tacna, o sea que en Tumbes desde los 0 m. s.n.m., llueve más de 250 mm. no asi en Tacna donde recién a los 3500 m. se llega a tal intensidad de lluvia.

Precipitación.- Es el fenómeno por el cual el agua de la atmósfera se condensa y cae en forma líquida o sólida.

Estas precipitaciones varían enormemente de una cuenca a otra y aun en cuencas de iguales características por lo que hay que medirlas con aparatos especiales llamados pluviómetros.

Pluviómetro.- Recipiente en forma de embudo abierto arriba para recibir la lluvia, y abajo para entregarla a un tubo cuya área es 10 veces menor que la del embudo. Ambos están contenidos dentro de un cilindro que sirve de protección y al que puede rebosar el agua que no quepa en el tubo de medida. Como el área del tubo de medida es 10 veces menor que la de la parte superior del embudo, cada centímetro de profundidad que alcanza el agua equivale a un milímetro de agua caída.

El pluviómetro standard tiene por dimensiones 50 a 60 cm. de altura siendo el diámetro del embudo 20 cm. y el diámetro del tubo medida de 6.32 cm. (Lámina 2)

Hay también otros tipos de pluviómetros asi como pluviógrafos, aparatos estos que miden la intensidad de la lluvia y el tiempo de caída. El mecanismo consta de un cilindro pequeño que al llenarse se voltea accionando una aguja la cual va marcando una curva en un tambor que gira a una velocidad constante.

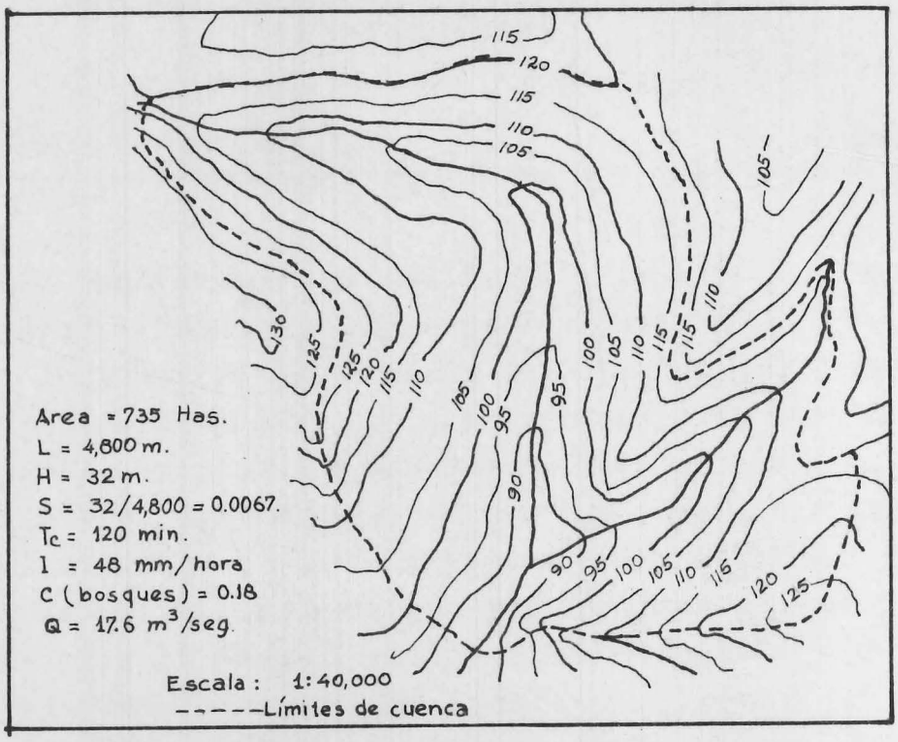
Se hacen observaciones del total anual, de los totales mensuales y después de cada lluvia se lleva el registro respectivo.

Si se marcan en un mapa los puntos de igual precipitación anual, las líneas que los unen se llaman Curvas Hisohietas.

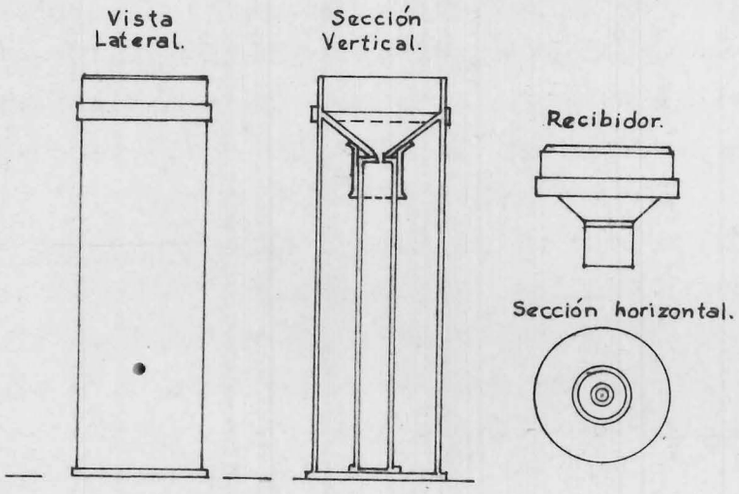
Con los datos obtenidos mediante la pluviometría se hacen cuadros y diagramas de precipitación , que pueden indicar el total anual caído, o también la distribución durante el año.

Como hemos dicho anteriormente, de estas precipitaciones parte se evapora, parte se infiltra y el resto se colecta en los thalwegs y desciende por los ríos. Ahora bien si los ríos se alimentan ademas por el deshielo de los glaciares y campos nevados, sus descargas son bastante regulares, cuando en cambio, las aguas solo proceden de lluvias, las descargas son mucho mas variables, tanto mas cuanto mas irregulares son aquellas.

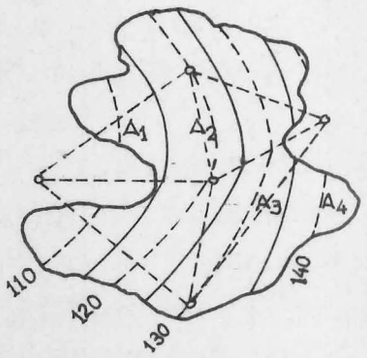
En el Perú, relativamente, hay pocas nieves acumuladas en las cumbres de la cordillera. Las cumbres nevadas y glaciares, y las cadenas de lagunas glaciares que allí existe, sirven de re-



Plano topográfico de una cuenca

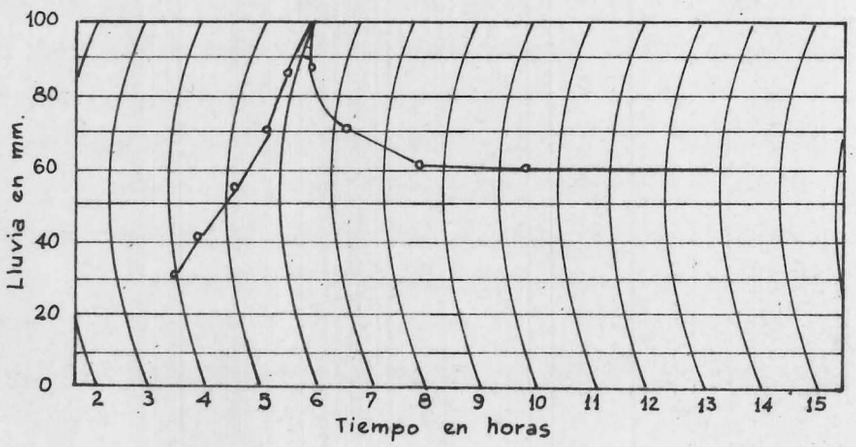


Pluviómetro "Standard."



$$Pp = \frac{110A_1 + 120A_2 + 130A_3 + 140A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

Curvas Isohietas



Registro pluviométrico.

S. Stucchi E.

servorios que alimentan todo el año a los principales ríos de la Costa y de la Sierra, siendo muy modestos los caudales de invierno de los primeros. Las lluvias de verano y los deshielos incrementan considerablemente su caudal que, por las fuertes pendientes de nuestra costa, arrastra en esa época grandes cantidades de sedimentos, adquiriendo caracteres torrentosos. En ciertos años estas alcanzan proporciones desvastadoras y ocasionan daños considerables.

En la Sierra los ríos son más regulares, pues tienen mas agua de deshielos y la precipitación es mas abundante y mejor distribuida durante el año; pero también aumenta fuertemente en verano.

Como en un Proyecto de Irrigación una de las bases es el agua y como hemos visto en los acápites anteriores el curso de ésta en los ríos costeños es muy irregular, se hace por tanto, necesario un estudio de la historia de la fuente que va a abastecer a estas pampas. Dicha historia es la cantidad de agua que el mencionado río ha traido en muchos años para saber sus máximos y mínimos caudales, y asi saber a que atenerse al calcular la posibilidad de la irrigación y las respectivas obras de arte.

Aforo de un río.- El caudal de un río se mide en m3/seg. o lit/seg.

La medición se llama aforo, el cual se hace en un punto fijo del río donde se ubica la Estación de Aforo. Esta debe cumplir ciertos requisitos para garantizar un aforo preciso.

Hay dos métodos para realizar el aforo: Directo e Indirecto.

Directo.- Mediante flotadores o por correntómetros.

Indirecto.- Por Vertederos y Medidores.

a) Método Directo.- En este método de aforo se hace tomando una sección transversal, calcular su área y luego medir la velocidad para tener el gasto $Q = AxV$.

Para garantizar un buen resultado la estación de aforo debe cumplir los siguientes requisitos:

1) Deberá ubicarse en una tangente del río, que quede después de todos los afluentes, y cuya longitud como mínimo de 50 m. tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de estudio.

2) El cable que atravieza el río debe ser normal a la dirección de la corrientes.

3) El lecho del río debe ser en lo posible lo mas regular y permanente.

4) Las riberas deben ser altas para evitar los rebalses en grandes avenidas.

5) La pendiente debe ser lo mas uniforme posible para evitar cambios bruscos de velocidad.

6) Debe estar alejada de cualquier obra de captación para evitar que el remanso que esta produce afecte el aforo.
7) La Estación de Aforo debe ser accesible y la caseta del observador debe estar cerca para que éste pueda cumplir en forma eficiente con su trabajo.

Elementos de una Estación de Aforo.- Hay muchas formas de estaciones pero la más generalizada es la que consta principalmente de un cable tendido a través del río. Sobre el cable se desliza un huaro u oroya en el que van los operadores midiendo la profundidad del agua y la velocidad de ésta. Tendrá además la caseta del operador y muchas veces en un costado del nivel del agua que bien puede ser una simple mira, una mira de flotador o, para medidas más exactas, un linnígrafo.

Procedimiento.- Como se ha dicho el método consiste en dividir el perfil transversal del río en secciones de igual ancho. Luego se procede a medir el área de la sección y la velocidad media, el producto de las cuales nos dará el gasto.

La determinación de la forma de la sección se hace por sondeos precisos a distancias regulares que varían según el tamaño y naturaleza del perfil del río. Se determina la sección hasta el nivel más alto que puedan alcanzar las aguas. Se procede luego a calcular el área que corresponde a cada profundidad del agua hasta el nivel de la superficie, formándose una tabla de las mismas y dibujándose una curva de áreas en la que se da el área que corresponde a cada altura de la mira.

La velocidad en este método es medida por medio de correntómetros. Pero cuando no se dispone de ellos o el aforo es de poca importancia la velocidad se puede medir por medio de flotadores.

Medición de flotadores.- Estos pueden ser de dos clases: Superficiales y Sumergidos.

Superficiales.- Nos dan la velocidad superficial, que habrá que reducirla a la velocidad media para lo cual se multiplicará por un coeficiente cuyo valor varía entre 0.80 á 0.95, dependiendo de la rugosidad del cauce. El empleo de estos flotadores no es de mucha confianza pues son influenciados por el viento y el oleaje, aparte de que el valor del coeficiente es muy incierto.

Sumergidos.- Estos penden de uno superficial. Deben ir a una profundidad de 0.6 de la total, a partir de la superficie para obtener la velocidad media. Se emplea generalmente una botella lastrada que va colgada de un flotador superficial.

Procedimiento.- Se mide en la ribera una base mas o menos larga (tramo recto del río). En ambos extremos de la base se coloca un observador. Se suelta el flotador y al pasar frente al primer observador, éste hará una señal al observador del extremo el cual pondrá en marcha el cronómetro que parará al pasar el flotador frente a él. El tiempo medido entre la distancia recorrida nos dará la velocidad de la corriente.

Si se hace una sola observación se procurará que el flotador se desplaze por el centro de la corriente. Se multiplicará por un coeficiente, para tener velocidad en la sección.

En cauces anchos se hacen varias observaciones a distancias regulares y se toma el promedio de las velocidades.

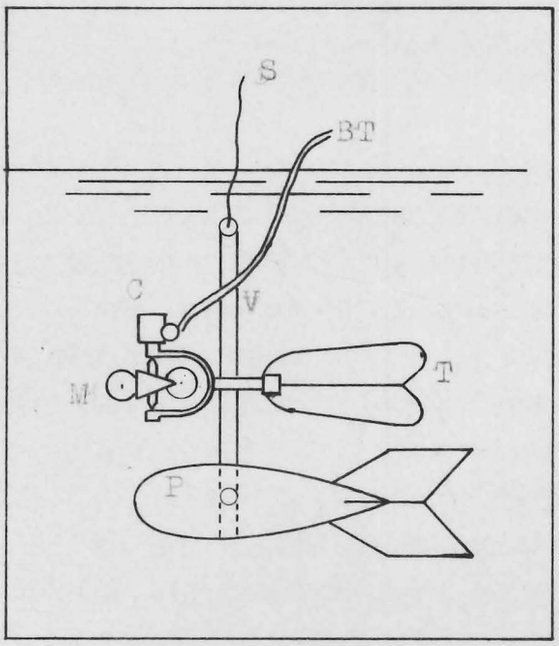
Medición por Correntómetros.- Hay dos clases principales de correntómetros: el de Hélices y el de Tácitas o Correntómetro Price que es el mas usado en el Perú.

Correntómetro Price.- El medidor de la velocidad viene sobre una barra vertical. Esta barra en su extremo tiene un peso que sirve de lastre e impide que sea arrastrado por la corriente, tiene la forma de Torpedo con aletas que lo mantienen en la dirección de la corriente. Estos pesos, generalmente de plomo, son llamados vulgarmente "pescados".

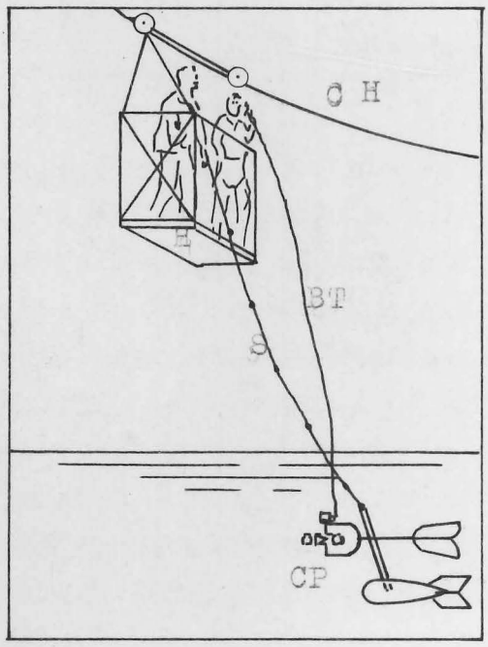
A cierta distancia del extremo está el medidor de velocidad, propiamente dicho, el cual consta de una varilla horizontal en cuya parte delantera tiene una horquilla con dos chumaceras muy finas en la que se apoya el eje vertical de un molinete formado por tácitas cónicas. Este molinete gira a una velocidad proporcional a la de la corriente. Un conmutador da un golpe por cada cierto número de vueltas del molinete. En el modelo más generalizado, un sistema eléctrico provisto de conductor, pilas y audífono, permite oir los golpes, que el operador cuenta durante un minuto y las anota, luego usando una tabla, que es exclusiva en cada aparato, saca la velocidad de la corriente.

Para los aforos en cauces pequeños se usa una varilla graduada que se une a la barra principal y por la cual se lee la profundad a que se coloca el aparato. Si el caucé es profundo, la barra se cuelga de un cable y se le coloca hasta dos "pescados" para mantenerlo en su lugar.

Calibrado del Aparato.- Antes de entrar en uso el aparato habrá que calibrarlo, o sea determinar la velocidad que corresponde a determinado número de vueltas. Es calibra



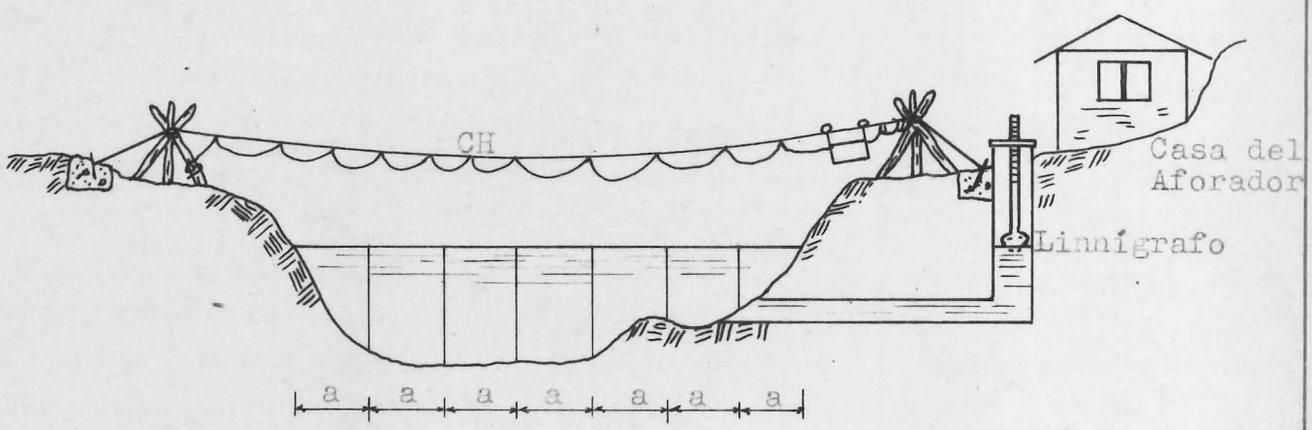
Correntómetro Price



Aforo desde un Huaro

M.- Molinete de tacitas
C.- Conmutador
V.- Varilla de suspensión
T.- Timón con aletas
S.- Cable de suspensión
BT.-Cable eléctrico a la batería y teléfono
CH.-Cable del Huaro
H.- Huaro
CP.-Correntómetro
A.- Audífonos
B.- Batería

Aforo de Vadeo



ESTACION DE AFORO

-S. Stucchi.C

do se hace en un estanque o pasa, largo y angosto, al lado del cual hay una vía sobre la que se desplaza, a una velocidad, dada, un pequeño carro en el que va el operador. Haciendo correr a diferentes velocidades y contando el número de vueltas del molinete se obtienen valores que se representan en una hoja de coordenadas: velocidades-número de vueltas. Se obtendrá un diagrama, que es una línea recta, del cual se sacarán los valores para formular la tabla respectiva que corresponde al aparato.

Conviene tener una estación de calibrado para rectificar los instrumentos cuya ley de funcionamiento puede alterarse por el desgaste de sus piezas.

Cuando se afora con correntómetro se procede de la siguiente manera:

Se divide el perfil transversal en secciones de un ancho constante, de uno o dos metros.

Se toma velocidad con el correntómetro en cada una de las divisiones. La velocidad en la sección será el promedio de las medidas en las verticales que la limitan. Esta medida se hace a 0.6 de la profundad o sino se hacen dos medidas a 0.2 y a 0.8 tomándose el promedio de las dos.

Como tenemos el área de cada sección calculamos la descarga de cada una y la suma de todas será la descarga total.

El nivel del río se mide al comienzo y al final de la operación, promediándose los valores obtenidos.

Todos los datos se anotan en la planilla de aforo, de la cual presento un modelo:

PLANILLA DE AFORO

Fecha..... Hora .....Cauce .....
Observador..... Localidad.....Correntómetro.....
Nº.....Altura de mira:Comienzo.....Final.....Promedio...
Area total.....Velocidad media.....Descarga.....

Observaciones					Cálculos						
Dist. al punt.	Pro. fun did.	Prof. de ob serv.	Tiem. en seg.	Revo. lu cio.	Velocidad			Pro fun Med.	Ancho	Area	Des car ga
					En el punto	Media vert.	M. en la s.				
			Prueba	de giro	inicial						
			Prueba	de giro	final						

Calculado por .....

b) Método Indirecto.- En este método se hace mediante vertederos o medidores especiales, siendo los mas conocidos; el Parshall y el Armco.

Aforo por Vertederos.- Se usan en ríos o canales de relativa importancia.

Para una buena medición deben cumplirse las siguientes reglas:

a) Debe colocarse el vertedero en el extremo de una sección regugular del cauce para que la velocidad de aproximación sea uniforme.

b) Debe ser perpendicular a la dirección de la corriente.

c) Siendo H la altura de agua sobre la cresta, el largo de ésta debe ser superior a 3H.

d) La altura de la cresta sobre el fondo del cauce debe ser mayor o cuando menos igual a 3H.

e) Si el vertedero fuera con contracciones laterales, la longitud de éstas debe ser también mayor o igual a 3H.

f) La cresta del vertedero debe sstar bien nivelada y perfectamente definida su arista. Esta generalmente es de metal presentando así menor resistencia.

g) Por último la altura H no debe ser menor de cinco centímetros, porque entonces interviene la tensión superficial.

h) Si el vertedero es sin contracciones laterales, en el espacio que queda bajo la napa de agua, por arratre que ésta hacá del aire allí encerrado, tiende a disminuir la presión, pegándose la napa a la cara exterior del vertedero. Para evitar ésto es necesario ventilar ese espacio. Esta ventilación se hará mediante un tubo que permitirá el ingreso de aire manteniéndose la presión atmosférica.

i) La escala con que se mide la altura H debe colocarse a una distancia igual o mayor a 2.5H de la cresta, para evitar la influencia de la curvatura de la superficie del agua sobre la cresta del vertedero.

Cálculo del caudal.- El cálculo del gasto se hace mediante fórmulas, variando éstas de acuerdo al tipo de vertedero. Asi tenemos:

Para vertederos rectangulares, sin contracciones laterales, que son los que mas se usan, la fórmula teórica fundamental es:

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}\, L\left[(H+h)^{3/2} - h^{3/2}\right]$$

Donde H = carga sobre la cresta.

$h = \frac{v^2}{2g}$ siendo v_o la velocidad de acercamiento.

L = longitud de la cresta.

A base de esta fórmula teórica se han planteado las fórmulas prácticas afectadas de coeficientes empíricos como las propuestas por Francis, Bazin, Schoder y Turner, Rehbock, etc.
De todas esas fórmulas la que se usa generalmente es la propuesta por Francis en 1852, después de mas de 80 expepimentos:

$$Q = cL\left[(H + h)^{3/2} - h^{3/2}\right]$$

Siendo c = 3.33 para medidas inglesas

c = 1.838 para sistema métrico.

Para vertederos triangulares, sólo usados en descargas moderadas, la fórmula es:

$$Q = 1.40\ H^{5/2} \qquad \text{(sistema métrico)}$$

Para vertederos trapezoidales, se usa la fórmula de Cippoletti

$$Q = 1.86\ L\ H^{3/2} \qquad \text{(sistema métrico)}$$

Esta fórmula la calculó Cippoletti para talud lateral de 1 en 4 .

Aforo por Medidores.- El mas usado entre nosotros es el Medidor Parshall. Este medidor construído de madera, metal galvanizado, mampostería o concreto, se utiliza casi siempre en canales de distribuición. Son muy exactos.

Consiste en una especie de caja de paredes lisas. Consta de tres secciones:

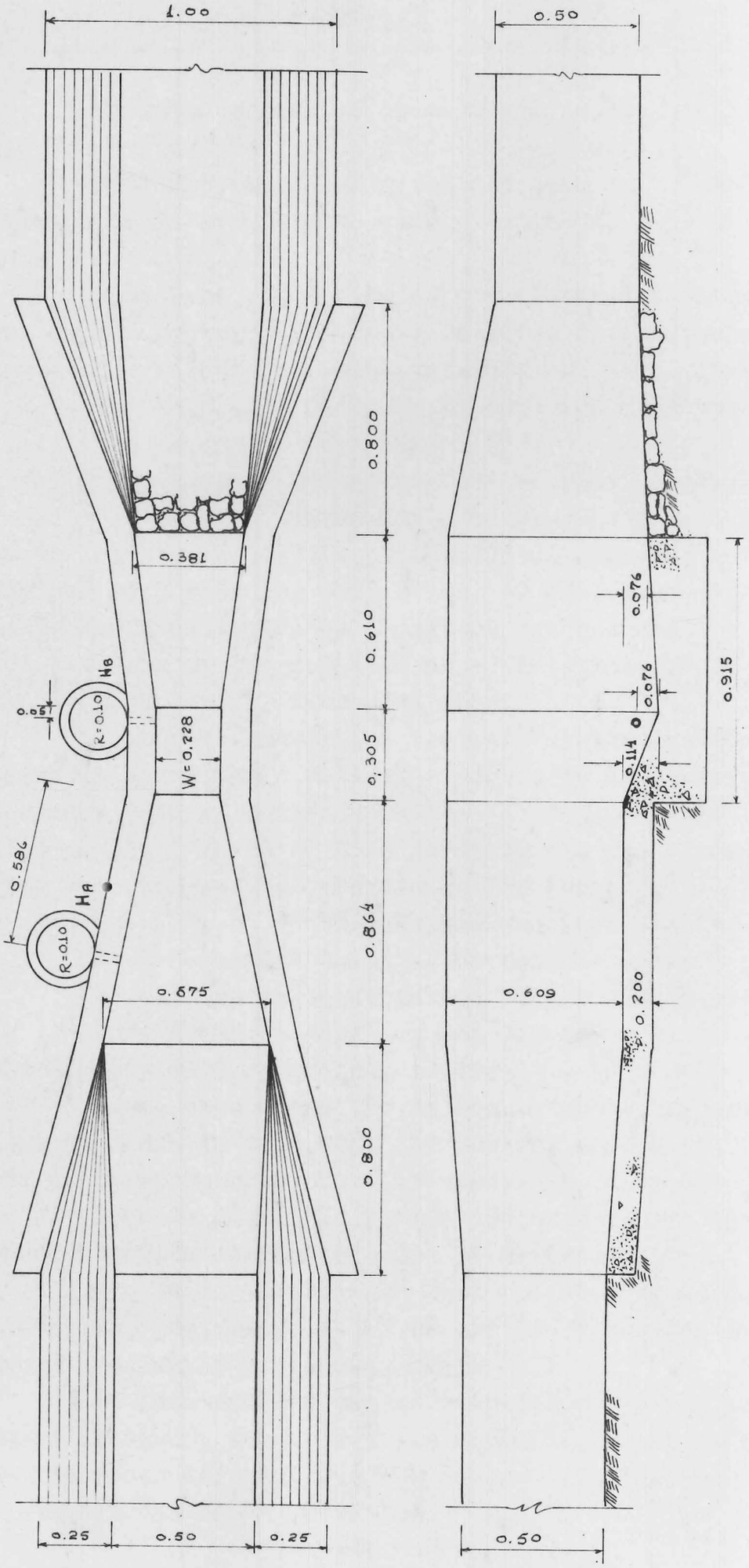
a) Sección de Entrada, que es convergente. La convergencia es de un pie por cada cinco de largo. El piso es horinzontal. Termina en la cresta o arista de aguas abajo que es de metal embutida en el fondo sin sobresalir.

b) Garganta, cuyo piso tiene una caída de 4 ½ por cada pie de largo. Su ancho W es el que denomina al medidor.

c) Sección de Salida, sus paredes tienen una divergencia de un pie por cada seis de largo, El piso es un plano inclinado que va subiendo hacia la salida, sin llegar a la altura de la cresta.

Como se ha dicho, la designación del medidor, está dada por el ancho de la garganta.

Las dimensiones del medidor estan todas en función del ancho de la garganta y generalmente vienen tabuladas en ta blas, para los diferentes anchos de ella.



MEDIDOR PARSHAL

Calibre W=9"

Escala 1:20

S.Stucchi E.

En estos medidores la descarga puede ser libre y sumergida.

Es libre cuando el nivel del agua en la garganta está por debajo de la cresta y es sumergido cuando este nivel está por encima.

Para leer estos niveles se colocan dos miras, una aguas arriba de la cresta, a 3/4 de la longitud de la sección de entrada nos da Ha, la otra se coloca al término de la garganta, Hb. Estas miras van en pozos, fuera de la caja del medidor, comunicados por orificios pequeños. (Ver lámina 4)

Diagrama de Descarga.- Los aforos de los rios se muestran convenientemente en diagramas en que se representa en las absisas el tiempo corrido de cada año a la escala de un día por mm.¼ y en las ordenadas, las descargas diarias a la escala más conveniente. Estos diagramas son esenciales para el estudio de los rios ya que permiten apreciar objetivamente sus descargas y comparar las de diferentes años.

Cuando se estudia un rio para una irrigación, es necesario conocer su historia del mayor número de años posible, siendo como mínimo veinte. De las descargas de estos últimos veinte años se hace un diagrama en un % de Persistencia que es en el que se hacen los estudios para el proyecto. (Ver lámina 5)

Persistencia.- Es el Nº de años que uno puede contar una mínima cantidad de agua. Se expresa en porcentaje.

En el Perú se puede contar con un 75% de Persistencia.

Para hacer un diagrama del 75% de persistencia se procede por meses y de la siguiente manera:

Ejem. para Enero: Se coloca en primer lugar la descarga máxima de Enero en todos los años de estudio, a continuación se ordena en forma de creciente las descargas del mes de Enero del resto de años. Se divide la lista en cuatro partes llamada cada una "cuartana". El promedio entre el último año de la 3a cuartana y el ler. año de la 4a cuartana será el que correspode al 75% de persistencia, pues el 75 % del tiempo las descargas son mayores que esta y en un 25 % son menores.

La masa del año que corresponde al 75% de persistencia de Enero se dibuja en un diagrama especial. Lo mismo se hace con todos los meses del año y se obtiene asi el diagrama del 75 % de persistencia del rio en estudio.

Sobre este diagrama se marcará la masa que corresponde a terceros y sobre ésta la que es necesaria al proyecto. Aquí también se verá si es o no necesario un reservorio y en que meses se hará uso de él.

Estudio de un río por comparación.-Sucede con frecuencia en la Costa del Perú, que el río que va a servir de fuente abastecedora, no posee estudios de aforo. En este caso su historia se hace por comparación con otro río que si tenga un estudio de por lo menos 20 años, y sobre todo tenga características similares, tales como forma de cuenca, estructura geológica del cauce, además de las condiciones de clima y precipitación.

Para este estudio es necesario el estudio hidrológico de un año del río que se quiere comparar.

El estudio se hace de mes en mes. Para esto se coloca en orden decreciente las masas de agua del río conocido, en otra columna se coloca la masa del río en estudio a la altura del año correspondiente. Ejem:

Para el mes de Enero

Año	Río conocido	Río en estudio	
1,959	233'130,000 m^3	145'500,000 m^3	
1,940	230'120,000 "		
1,941	222'500,000 "		1ª Cuartana
1,942	202'050,000 "		
1,953	200'000,000 "		
1,957	192'000,000 "		
1,949	181'800,000 "		
1,946	181'780,000 "		2ª Cuartana
1,943	161'200,000 "		
1,958	151'180,000 "		
1,951	131'000,000 "		
1,948	130'900,000 "		
1,950	120'850,000 "		3ª Cuartana
1,944	110'200,000 "		
1,947	108'900,000 "		75% de Pers
1,955	98'800,000 "		
1,954	92'500,000 "		
1,945	89'500,000 "		4ª Cuartana
1,952	87'250,000 "		
1,956	87'000,000 "		

Del Cuadro se vé que el río conocido para el año de 1,959 tiene 233'130,000 m^3 y que la masa que corresponde al 75% de per

persistencia es de 103'850,000 m^3. Se tiene como diferencia

33'130,000- 103'850,000 =129'280,000 m^3

Hallaremos el porcentaje que representa esta diferencia con relación a la masa de Enero de 1,959.

233'130,000 ------- 100%

129'280,000 ------ x

$$x = \frac{29'280,000 \times 100}{233'130,000} = 55.4\ \%$$

Ahora como el río en estudio descarga en 1,959 45'500,000m^3 habré que estarle el % hallado para tener el 75% de persistencia en el mes de Enero.

145'500,000 -(145'500,000 x 0.554) = 65'000,000 m^3

Este volumen será el 75% de persistencia correspondiente al mes de Enero del río en estudio.

Ahora bien, estos valores serían aceptables si las dos cuencas fuesen fisiográficamente iguales, lo que no sucede en realidad, por lo que, se les castiga con un 10% para mayor seguridad.

65'000,000 - 6'500,000 = 58'500,000 m^3

Este valor será el que se lleve al gráfico. De igual manera se procede con los demás meses.

b) Cantidades de agua para los diferentes Cultivos.-

Estas cantidades son muy variadas debido a las muy diferentes condiciones en que se realizan los cultivos. En cada localidad el agua necesaria depende de circunstancias propias y debe determinarse por la experiencia local. Pero como para un proyecto de Irrigación es necesario tener alguna norma se ha tratado de llegar a ciertas medidas.

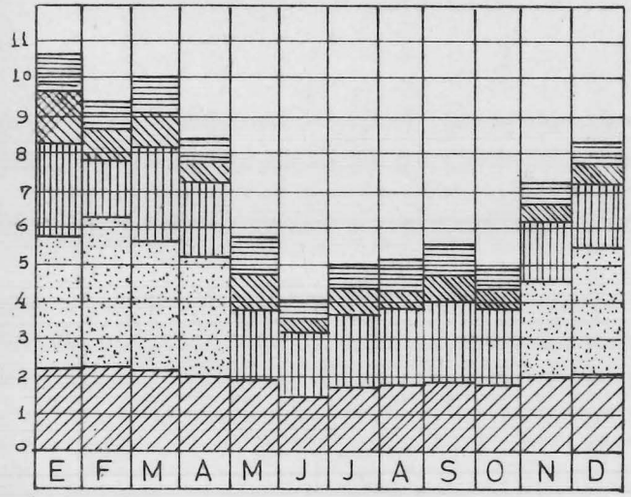
Asi conocemos como "Necesidades de Riego" al volumen de agua necesario por unidad de terreno para producir la cosecha. Esto es el agua aplicada por irrigación, excluyendo el agua de precipitación y el de la napa freática.

Esta cantidad se mide en dos sitios: a) en la cabecera de los lotes (Net Duty), es decir, el agua necesaria, para cubrir la transpiración, infiltración, evaporación y escurrimiento; b) en la cabecera del canal (Gross Duty), sumando al anterior, las pérdidas por infiltración y evaporación en los canales.

Estas cantidades se miden en m^3/Ha al año, o en altura de agua al año.

En el Perú se ha llegado ha establecer las siguientes cantidades aproximadamente:

Alfalfa.....	6,000	a	15,000 m^3/año
Algodón.....	8,000	"	15,000 " "
Arroz.....	15,000	"	25,000 " "



Alfalfa

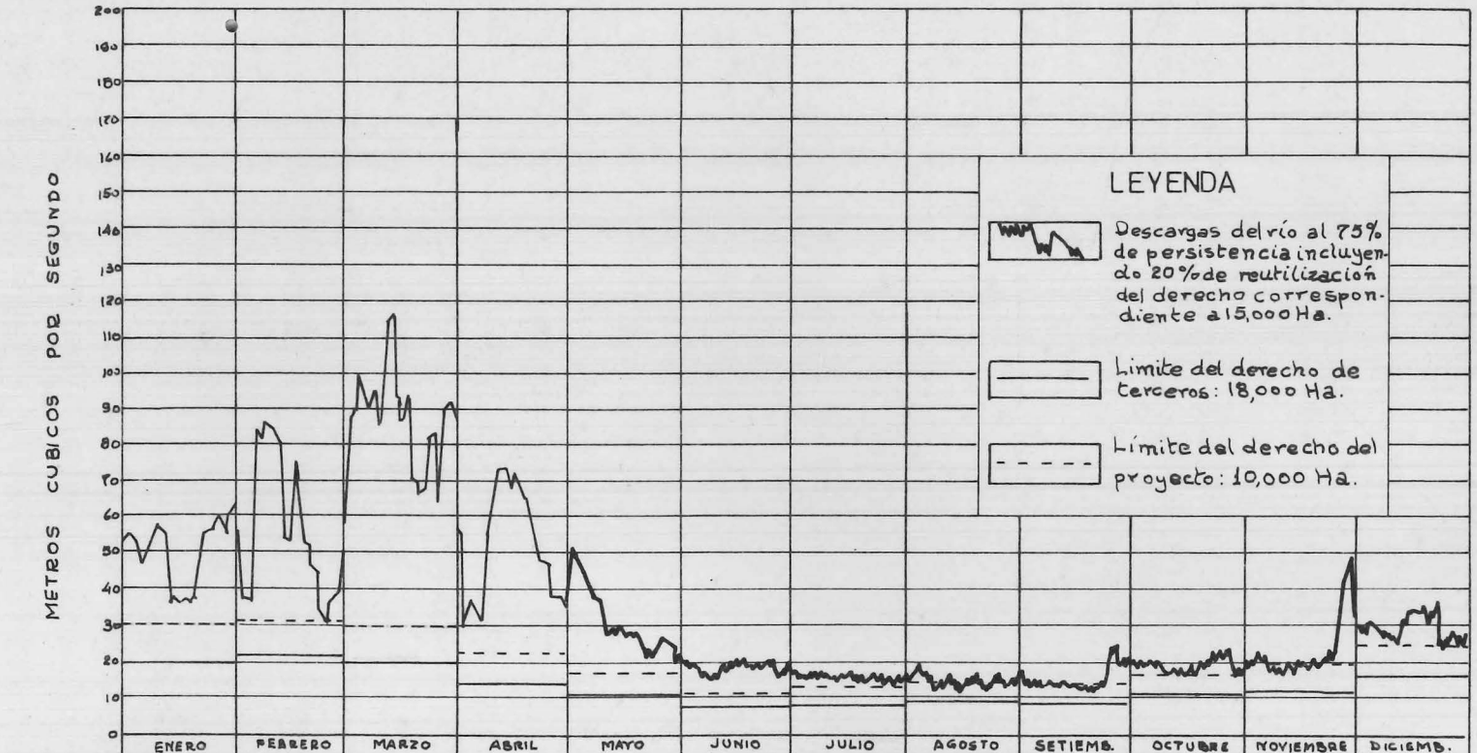
Arroz

Caña de Azúcar

Frutas

Pan-llevar

DOTACION DE UN PROYECTO



	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMB.
Masa Mensual	139'602,134	136'981,929	235'288,886	123'017,644	78'906,096	45'945,532	40'007,692	36'831,715	36'764,582	48'869,913	56'092,867	75'723,562
Desc. Prome.	49,881	56,622	87,846	60,932	29,460	17,725	14,937	13,751	14,183	18,245	21,640	28,271
Desc. Máxim	65,910	87,204	116,935	75,785	49,726	20,846	16,173	16,013	23,003	21,013	48,980	34,352
Des. Mínim.	35,415	30,456	64,118	30,658	19,138	14,562	13,759	11,076	11,215	16,157	16,219	23.467
AÑO	1951	1957	1946	1948	1938	1939	1940	1945	1936	1950	1945	1944

DIAGRAMA DE DESCARGA AL 75% DE PERSISTENCIA

S. Stucchi E.

Caña de Azúcar.....	15,000	a	20,000	m^3/año
Trigo.....	6,000	"	10,000	" "
Maíz.....	4,000	"	8,000	" "
Cebada.....	5,000	"	8,000	" "
Avena.....	6,000	"	8,000	" "
Panllevar.....	6,000	"	15,000	" "
Frutales.....	8,000	"	12,000	" "
Papas.....	5,000	"	12,000	" "

La gran variación en un mismo cultivo se debe a los siguientes factores:

.- Preparación de las tierras, método de riego y habilidad del agricultor.

.- Tiempo que ha estado bajo riego el campo. Suelos secos de una irrigación nueva, la demanda es alta; mientras que después de varios años de cultivo existe una capa freática bien formada.

.- Factores climáticos: precipitación, humedad, ventosidad, etc.

.- Tipo de suelo y subsuelo, que afectan las pérdidas por infiltración, evaporación y escurrimiento.

.- Valor del agua. Cuando se cobra a tanto por Ha., la tendencia natural es al desperdicio. Si se cobra por volumen se induce a la moderación.

Uso Consultivo o Evapotranspiración

Actualmente se usa mucho este procedimiento para calcular las necesidades de agua de las plantas. Esta basado en el uso de una fórmula propuesta por Blanney y Griddle que la dedujeron teniendo en cuenta los factores climatológicos.

La fórmula es:

$$U_m = t^\circ F \frac{p}{100} K$$

donde U_m consumo mensual de cada planta en cm.

$t^\circ F$ temperatura media mensual en grados Farenheit

p porcentaje mensual de horas del sol en el año

K coeficiente de consumo que depende de las características fisiológicas de la planta.

Al producto $t^\circ F \times p = f$ se le llama factor de consumo mensual y se le ha asumido directamente proporcional al consumo mensual U_m siendo K el factor de proporcionalidad correspondiente.

Asi tenemos $U_m = Kf$

El consumo total de agua, U, será la suma de los consumos mensuales correspondientes al ciclo vegetativo del cultivo que se estudia. El valor de K se ha obtenido experimentalmente para los principales cultivos. Para esto en gran número de zonas irrigadas de los EE.UU. se calculó el valor f para cada zona, y conociendo el valor U de

cada cosecha, calculamos K mediante la fórmula

$$K = \frac{U}{f}$$

La tabla calculada es la siguiente

Planta	Período de crecimiento en días	Coeficiente K (en cm.)
Alfalfa	Permanente	2.03 - 2.15
Algodón	120 a 180	1.52 - 1.65
Arroz	90 a 150	2.54- 3.05
Caña de Azúcar	Permanente	2.29
Cítricos	Permanente	1.27 - 1.65
Frijol	80 a 120	1.52 - 1.78
Maiz	80 a 120	1.91 - 2.15
Papas	120 a 180	1.65 - 1.91
Pastos (Grama)	Permanente	1.91
Tomates	120	1.78

Aparte se confeccionó una tabla con los valores de p- en función de la latitud con relación al Ecuador geográfico y para latitudes de 0 a 50 grados.

Dotación de riego.- Es la cantidad de agua requerida en el fundo para producir una cosecha determinada.

En las zonas áridas, donde la precipitación es casi nula, como en nuestra costa, la dotación de riego puede calcularse dividiendo el valor correspondiente al consumo mensual entre la eficiencia de riego de la localidad. En el Perú se considera en general esta eficiencia en un 50%

Haré un ejemplo calculando para el arroz:

Consumo de agua y dotación de riego para arroz en las zonas próximas a Lima - 12° lat. Sur.

Ciclo vegetativo : Diciembre - Abril

Mes	Temp. °F	% Luz Solar P	Factor d. consumo f	Coef. K	Consumo mensual $U_m = fk$	Efi. de riego Ea	Dota. en cm. $Af = \frac{Um}{Ea}$	Cons.en lit/seg por Ha
Dbre.	66.4	8.78	5.83	2.60	15.20	0.5	30.40	1.135
Enro.	69.3	8.78	6.08	2.60	15.80	0.5	31.60	1.185
Fbre.	72.5	8.58	6.22	2.60	16.20	0.5	32.40	1.340
Mzo.	71.1	8.40	5.97	2.60	15.55	0.5	31.10	1.165
Abril	65.8	8.16	5.37	2.60	14.00	0.5	28.00	1.085
					76.75		153.50	

A estos valores mensuales habra que agregarle un 10% por pérdidas en el canal de derivación y otro 10% que se va por el desarenador y se tiene el volumen necesario que captar por Ha de este cultivo. Este valor multiplicado por el número de Has. que abarcan el arroz se tendrá lo que se requisre para él. El valor Obtenido se lleva a un cuadro y se marca para cada mes.

Igualmente se hará con los demás cultivos, cuyos consumos se van sumsndo, por meses en el cuadro. Los valores finales se llevan al diagrama del 75% de persistencia (Ver lámina 5).

Cuando ya hay derechos de aguas sobre el río, se calculan cuadros similares para éstos y se llevan en primer lugar al diagrama del 75% de persistencia y sobre estos se colocaan los del estudio. De aqui se deduce si el río abastece durante todo el año o es necesario una obre de almacenamiento para regular el caudal.

CAPITULO IV

3.- CLIMA

Estudio General del Clima.- En general el clima de la costa peruana es el que corresponde a la zona subtropical y que se caracteriza por la ausencia de grandes lluvias y pequeñas oscilaciones de temperatura. La precipitación anual es siempre menor de 300mm. y se presenta en forma de garúas durante los meses de invierno cantidad insuficiente para el crecimiento normal de las plantas.

Temperatura.- La temperatura es bastante elevada, si bien no alcanza el grado que le corresponde a su latitud. Se puede decir en general, que la temperatura de la costa peruana es cálida y tiene pequeñas oscilaciones, disminuyendo en invierno que es cuando aumenta la humedad relativa.

Humedad Relativa.- Es la relación entre la cantidad de agua que tiene la atmósfera con la cantidad de saturación a una temperatura dada.

Asi por ejm: A 20° C la humedad obsoluta máxima es de 17 gramos de agua por m^3 de aire.

Si en un momento dado a 20° C hay 10 gramos de agua en el aire la humedad relativa es :

$$\text{Humedad Relativa} = \frac{10}{17} = 0.59$$

Cuando este valor llega al valor de 1.00, se produce la precipitación en forma de garúa.

La precipitación en forma de garúa normalmente cae en invierno pero sin embargo hay años en que se convierte en verdadera lluvia. En cuanto a los fenómenos eléctricos, solo en el Norte se presentan asociados a las lluvias aperiódicas provocadas por la corriente del Niño.

No hay noticias de haber ocurrido jamás precipitación en forma sólida y como en la costa jamás el termómetro se ha acercado a los 0° C, ni en la proximidad del suelo, no hay formación de escarcha.

Factores que Afectan el Clima.- Como se ha dicho, el clima de la costa no es el que corresponde a su latitud y esto se debe a dos factores dominantes:

a) La corriente de Humboldt.- Corriente marina fría, que corre paralela a la costa y que refresca el clima.

b) La Cordillera de los Andes.- Corta la acción de los vientos alisios Sur-Este, impidiendo que actúen como vientos de caída, secos y sofocantes sobre toda la costa.

CAPITULO V

4.- SUELOS.-

La importancia de este capítulo no es necesario recalcar la pues en la técnica de los proyectos de irrigación, es el suelo lo que la materia prima para cualquier industria. Por falta de un buen estudio de este problema fundamental, lamentables fracasos se han suscitado en varias oportunidades no solo en nuestro país sino también en diferentes partes del mundo.

El estudio de los suelos hace tiempo constituye una ciencia sobre la cual se basan los proyectos de irrigación y drenaje, asi como también los de estructuras especiales, como presas de tierra, cimentaciones, caminos, etc.

Por consiguiente el campo de investigaciones de los suelos está definido por dos móviles a saber:

a) Clasificación y valorización de los suelos para el riego y drenaje.

b) Clasificación y determinación de las propiedades estructurales de los suelos para presas de tierra, cimentaciones y camino.

Sabemos que en irrigación los factores determinantes principales para su éxito o fracaso son: el suelo, el agua y el clima. Por consiguiente es indiscutible la importancia que tiene el estudio de estos tres factores. Es pues, necesario antes de emprender una obre de irrigación, conocer fundamentalmente el suelo que se va a irrigar, valorizándolo en forma científica a base de una clasificación racional. En definitiva, en el balance económico de un proyecto de irrigación su Haber está determinado por el valor de los suelos y su Debe por el costo de las obras.

Antes de pasar a dar la Clasificación de los Suelos es indispensable que primero se de una definición de estos.

Definición de Suelos.- Existen muchas definiciones propuestas por destacados pedológos, los cuales definen el suelo basándose distintamente en los factores que lo originan. Como ejemplo citaré la definición del mejicano Alfonso Gonzales Gallardo, el cual define el suelo como una capa superficial de la tierra donde se desarrollan las raíces de la plantas y de donde toman el agua y los principios nutritivos minerales que necesitan para su vegetación y desarrollo; está constituído de partículas minerales finamente divididas en un estado avanzado de desintegración y descomposición, mezcladas con cantidades variables de materia orgánica, agua y bacterias; y generalmente muestra capas y horizontes de eluviación o iluviación, más o menos definidos y paralelos a la superficie del

terreno. Estos horizontes son:
Eluviación.- Es el proceso de remación de materiales en solución o en suspensión que verifican las aguas de infiltración en la capa del suelo, en Horizonte A, en la cual los agentes meteóricos y biológicos obran en su mayor intensidad. En esta capa es donde se desarrolla principalmente el sistema reticular de las plantas y la que atacan los instrumentos aratorios por lo que se le llama suelo arable.
Iluviación.- Es el proceso de acumulación del material arrastrado o disuelto por las aguas de infiltración, en la capa que queda inmediatamente abajo del suelo arable, denominado subsuelo u Horizonte B, adonde llegan todavía las raíces de las plantas y en donde los agentes meteóricos obran con intensidad reducida. El conjunto de estos dos fenómenos se llama Lexiviación. El subsuelo reposa sobre el basamento u horizonte C, formado por material relativamente inalterado y que según su composición y estado de agregación define las condiciones de drenaje de las dos capas superiores modificando el estado físico-químico del suelo arable. Pocas raíces penetran hasta el basamento y los agentes meteóricos no ejercen ya influencia alguna en este horizonte.

Aparte de esta definición, que es bastante acertada, existe otra quizá más completa para un Ingeniero de Irrigación.
Definición Integral.- Suelo, en la acepción más amplia del término, es una capa de roca desintegrada , de textura granular que cubre parte de la superficie terrestre, sujeta a la acción del clima, de potencia mesurable con drenaje y topografía apropiados, con cantidad suficiente de nutritivos minerales, con o sin materia orgánica, con sales dañinas limitadas a ciertos porcentajes cuyo conjunto integral al contacto con el agua sirve para producir vegetación útil.

Esta definición abarca todos los conceptos de la ciencia de los suelos desde el aspecto edafológico.
a) Clasificación de los Suelos.- Su objeto.- Es un hecho reconocido y no simplemente académico, que el estudio de cualquier grupo heterogéneo de cosas requiere clasificarlos y ordenarlos con el objeto de facilitar y simplificar su estudio integral.

En el caso de los suelos, su clasificación se hace mucho más necesario e importante, por existir éstos en cientos de variedades o tipos, en diferentes ambientes geológicos y climatéricos.
Sistemas de Clasificación.- La clasificación más antigua y simple de los suelos que se reconoce es la que daban los romanos, estos clasificaban por su producción en: suelos de buenas cosechas y sue

los de malas cosechas. A esta clasificación han seguido una serie de clasificaciones simples, con criterio edafológico: suelos trigueros, arroceros, etc.

Después los geólogos han clasificado los suelos por su orígen en Primarios y Secundarios, y los agricultores lo han amplia do con las palabras: Orden Mineral y Orden Orgánico.

Hasta mas o menos fines del siglo pasado estos conceptos de clasificación han predominado, pero, desde comienzos del presente siglo en Alemania y Rusia se ha comenzado el estudio de los suelos y su clasificación sobre bases científicas.

Se han demostrado principalmente por el estudio de los suelos en estos países que la materia derivada de la roca bajo la acción del clima deben transformarse en materiales independientes del carácter de la roca del que ha sido derivado, habiéndose llega do a la conclusión de que los suelos son el resultado del clima, tiempo y material madre, como factores principales, y de la vegeta ción, drenaje y topografía como factores secundarios.

Cuando el proceso de evolución es lento, por haber sido el clima muy débil, que no ha podido transformar los suelos, es de cir, cuando estos todavía conservan las características de las rocas de donde proceden se llaman Endodinamórficos. Y cuando han pasado a un estado de madurez tal que toda una región de distintas clases de roca está cubierta de suelos de un solo tipo se llama Ectodinamórfico.

Desde que se ha descubierto esta verdad existe una cien cia de suelos, y son los rusos y americanos con Glinca a la cabeza de los primeros y Marbut y Hilgard de los segundos, los que han contribuído más al adelanto de esta ciencia tan importante para el hombre.

El primer sistema de clasificación propuesto por Glinca, consiste en los siete grandes grupos y son los siguientes:

1) Suelos Grises del Desierto.- Existen en climas con lluvias meno res de 200 mm. al año, tiene vegetación esporádica de graminea, hierba y arbustos pequeños.

2) Suelos Pardos.-Son los que existen en las zonas climáticas que son los que producen los suelos pardos castaños y los suelos de de sierto, con lluvias entre 200 y 400 mm. al año.

3) Suelos Pardos Castaños.- Existen en climas templados ó sub-tropicales con lluvias entre 200 y 400 mm. al año.

4) Suelos Chernozem.- Existen en climas con lluvias entre 400 y 500 mm. al año. Característica de praderas cubiertas de vegetación de gramínea.

5) Suelos Grises de Bosque.- (Podsoils grises) Existen en climas templados con lluvias entre 500 y 1,000 mm. al año con vegetación de bosque.
6) Podsoils.- Suelos formados en climas de temperaturas relativamente baja con lluvias mayores de 1,000 mm. al año, cubierto de bosques, manteniendo en el suelo una alfombra de hojas.
7) Suelos de Tundra.- O de regiones árticas, caracterizados de vegetación ártica.

Desde la aparición de la anterior clasificación de suese han agregado muchos otros grupos a los siete especificados, algunos por el mismo Glinca y otros por Mardut y otros pedológos .

El departamento de Agricultura de E.U.A. reconoce, en efecto 36 grupos que se dividen en tres grandes grupos llamados:
1) Suelos Zonales.- (con 21 grupos) Son los que corresponden a grandes áreas de características climatéricas y geográficas uniformes. Ejem: los suelos del desierto.
2) Suelos Interzonales.- (con 12 grupos). Son los que existen dentro de los anteriores y los azonales, y han sido formados por la influencia dominante de algún factor local de topografía o formación geológica que predomina sobre la influencia general del clima y vegetación. Ejem: un piedemonte, pantanos, suelos de desierto sujetos a inundación. Las sales solubles han sido diminadas hacia el subsuelo.
3) Suelos Azonales.- (con 3 grupos). Son los suelos endodinamórficos que aún no están bien caracterizados y están constituidos por suelos residuales, aluviales y cólicos.

Además Marbut por la distribución del CO_3CA en los horizontes anteriormente denominados A y B tanto en los endodinamórficos como en los ectodinamórficos los clasifican en pedocales y Pedalfers.

Clasificación Californiana.- La ausencia en la costa del Pacífico de E.U.A. de los principales grupos primarios de Glinca y Marbut y las grandes variaciones que hay dentro de los suelos de desierto, clasificados como tales por estos sabios, han conducido a los pedológos de California a adoptar un sistema de clasificación distinto, en el cual ponen en la categoria de División, las asociaciones geológicas que todavía predominan hasta cierto punto sobre el clima.

El sistema Californiano puede sintetizarse en la forma siguiente:

I.- ORDEN

- a) Suelos Minerales
  - Primarios
  - Secundarios
    - Coluvial
    - Aluvial
    - Eólico
    - Glaciar
- b) Suelos Orgánicos
  - Primarios
  - Secundarios
    - Coluvial
    - Aluvial
    - Eólico
    - Glaciar

II.-CLASE

a) Pedocales.
b) Pedalfers.

III.- DIVISION (Según Asociación Geológica).

a) Suelo Sialítico.
b) " Simalítico.
c) " Arenalítico.
d) " Calcialítico.
e) " Heterolítico.

IV.- FAMILIA

V.- SERIE

VI.- TIPO

Ampliando los conceptos de esta clasificación:

I.- ORDEN.- Aquí a los suelos se les clasifica basándose en su contenido de materia orgánica. Asi tenemos.

a) Suelo Mineral.- Aquel suelo que tiene menos del 20%, en peso, de materia orgánica.

b) Suelo Orgánico.- El que tiene más del 20%, en peso, de materia orgánica.

A su vez estos del grupo y cada uno de ellos se le ha dividido atendiendo al orígendel material que lo forma. Asi tenemos:

1) Suelos Primarios.- Llámanse asi cumdo el producto de la desintegración de las rocas queda acumulado sobre la propia roca madre, estos suelos también se llaman residuales o sedentarios.

2) Suelos Secundarios.- Se denominan suelos secundarios o de acarreo cuando el material intemperizado es acarreado y depositado mas o menos lejos de su lugar de origen, a esta clase pertenecen la mayor parte de los suelos actuales. En este caso los suelos son muy heterogéneos y generalmente muy potentes. De acuerdo al medio de transporte son:

a) Suelos Coluviales.- Cuando el cambio de lugar se verifica por gravedad, deslizándose por el talud de las montañas, muestran en el extremo superior material grandemente fragmentario fresco. Son los suelos de mejor calidad.

b) Suelos Aluviales.- Cuando son transportados por corrientes de agua. Estos suelos son depositados en los ensanchamientos del valle, producidos por las divagaciones del río a uno y otro lado de su cauce. Estas planicies asi formadas son inundadas por las aguas durante las crecientes, salvo el caso en que el río haya definido un cauce profundo o se hayan construido en forma natural o artificial, diques de delimitación entre la creciente y el estiaje. Este material se caracteriza por una débil modificación del material original debido a los procesos de formación de suelos.

c) Suelos Eólicos.- El material de estos suelos es transportado por el viento y puede ser:

Arena, de variada finura que al ser depositada en pequeñas elevaciones o surcos escarpados formando las dunas. Este material es de poco valor para la agricultura, no obstante producir cosechas de limitada extensión en regiones húmedas. A veces las dunas son un peligro porque en su movimiento pueden llegar a cubrir tierras buenas.

Cenizas volcánicas, que son de muy poco valor agricultural por ser muy porosas y de poco peso.

Arcilla, formando grandes depósitos de los de color amarillo grisáseo o color de ante. En general constituyen algunas de las tierras más fértiles, debido a que su contenido original de minerales nutritivos asi como de compuestos de calcio, fue alto.

d) Suelos Glaciares.- Son los acarreados por los glaciares en sus desplazamientos y que son depositados al producirse el deshielo. Los materiales asi depositados son muy heterogéneos pues las aguas sólidas llevan dentro de su masa rocas de todo volumen y forma asi como arenas y arcillas sin oxidar.

II.- CLASE.- Aqui los suelos se clasifican atendiendo al contenido de compuestos de calcio.

a) Pedocales.- Cuando en el horizonte A predominan los carbonatos

de calcio, debido esto a un proceso de lixiviación deficiente.
b) Pedalfers.- Cuando el proceso de lixiviación ha sido más perfecto y por tanto los carbonatos se han ido al subsuelo quedando en el horizonte A acumulación de óxido de hierro y alúmina.
III.- DIVISION.- Esta clasificación hecha por la Asociación Geológica divide los suelos en:
a) Suelo Sialítico.- Suelo residual formado de material arcilloso, que consiste grandemente en una mezcla de caolinita.
b) Suelo Simalítico.- Suelos en los que predominan a medias las rocas básicas: granito y basalto.
c) Suelo Arenalítico.- Suelos en los que predomina el material arenoso.
d) Suelo Calcialítico.- Suelos en los que predomina en su composición, el calcio.
e) Suelo Heterolítico.- Suelos en los que no predomina ninguno de los anteriores elementos, sino que es una mezcla de todos.
IV.- FAMILIA.- Es una clasificación basada en los caracteres específicos de la región.
V.- SERIE.- Esta es una subdivisión del concepto anterior y mas bien local que regional.
VI.- TIPO.- Se basa en las características del suelo, tales como: Potencia, Textura, Topografía, drenaje, elementos nutritivos minerales, sales alcalinas, potencial hidrógeno (pH).
Clasificación Peruana.- Tiene gran semejanza con la californiana y es:

I) DIVISION.-
- a.- Endodinamórficos.
- b.- Estodinamórficos.

II) ORDEN
- a.- Suelo Mineral
  - Primario
    - Coluvial.
    - Aluvial.
  - Secundario
    - Eólico.
    - Glaciar.
- b.- Suelo Orgánico
  - Primario
    - Coluvial.
    - Aluvial.
  - Secundario
    - Eólico.
    - Glaciar.

III) CLASE
- a.- Pedocal.
- b.- Pedalfers.

IV) GRAN GRUPO

IV) GRAN GRUPO

a.- Zonales.
b.- Intrazonales.
c.- Azonales.

V) FAMILIA

VI) SERIE

VII) TIPO

Todos los términos de esta clasificación han sido definidos anteriormente.

b) Valorización de suelos.-La valorización de los suelos es de vital importancia pues es uno de los factores que determinan si el proyecto arrojaría un saldo faborable que este dentro de los límites comerciales.

La valorización de un suelo eriazo se hace comparandolo con un suelo vecino en producción. Para valorizar éste hay dos métodos, Directo e Indirecto.

Método Directo.- Para este método es necesario conocer:

1°) El valor bruto anual que da ese suelo em promedio. Este valor se calculará en moneda de valor estable.

2°) El costo de producción.

La diferencia entre estos dos valores nos dará la "utilidad neta" a base de la cual se puede saber el costo del terreno.

Considerando que solo se puede capitalizar el 33% de la utilidad neta y el interés universal es del 6%, tendremos:

$$\text{Valor del Terreno} = \frac{\text{Utilidad Neta x } 33\%}{6\%}$$

En la práctica debido al gran adelanto de la técnica de la Agricultura por lo que los riesgos son menores ya no es aceptable del 33% sino que se llega a un 40% que está mas de acuerdo con la realidad actual.

Método Indirecto.- Este método consiste en capitalizar al 6% el costo promedio de arrendamiento de todo un valle, lo que nos da el valor del terreno. Se capitaliza el valor íntegro de arrendamiento pues este es un valor fijo que no corre riesgos. En el Perú el costo de arrendamiento es del 15% al 20% de la entrada bruta.

La cantidad que se considera como el Valor del Terreno es la que resulta del promedio aritmético de las cantidades obteni-

das en los dos métodos anteriores.

Valorización de un Eriazo.- Para valorizar un Eriazo se comparan los valores intrínsecos de una tierra en producción con los valores intrínsecos de una tierra sin producir agregando ciertos factores.

Para tal fin se analiza un terreno en producción, vecino mejor, y al eriazo en los siguientes aspectos: Potencia, textura, Estructura, Topografía, Drenaje, Minerales nutritivos, Sales Dañinas, Potencial Hidrógeno (pH), Agua, Calidad del Agua, Obras hidráulicas. Según la calidad de estas características se asigna un coeficiente correspondiendo al valor de 1.00 como máximo.

Pontencia: Es el espesor del suelo rico en minerales nutritivos para las plantas. Es el espesor dentro del cual se desarrollan las raíces de las plantas. Se considera como buena una potencia mayor de un pie y se le da coeficiente 1.

Textura: Es referido al tamaño de las partículas del suelo. Se define como la cualidad de los minerales del material del suelo que resulta de la proporcional composición de arena, limo y arcilla. Se le dará el coeficiente 1.00 cuando dicha proporción es la más adecuada para la agricultura.

Estructura: Es la disposición de las particulas. Influye en la humedad relativa, aprovechamiento de los nutritivos por las plantas, acción de los microorganismos y el crecimiento de las plantas.

Topografía: Se le asignará coeficiente 1.00 cuando la topografía es llana, que no requiere movimientos de tierra para nivelar el terreno, debiendo tener una pendiente entre 0.2 y 1%.

Drenaje: Propiedad del suelo de permitir el desplazamiento del agua del subsuelo impidiendo que se levante el nivel de la napa de agua. Debe permitir que las tierras estén en producción permanentemente.

Minerales Nutritivos: Para dar el coeficiente 1.00 deberá poseer todos los minerales nutritivos de las plantas en la suficiente proporción.

Sales Dañinas: Tendrá coeficiente 1.00 cuando el porcentaje de estas sales es mínimo. Los porcentajes aceptables señalados por Hilgar son:

Carbonato de sodio (CO_3Na_2)...0.1 a 0.25 %
Cloruro de sodio (Cl Na).....0.2 " 0.50 %
Sulfato de sodio (SO_4Na_2).....0.5 " 1.00 %

Potencial Hidrógeno (pH-).- Es una notación que indica el grado de acidez o alcalinidad de un cuerpo. Técnicamente es el logaritmo común de la recíproca de la concentración hidrógeno-ión (en gramos por litro) del cuerpo. Para la mayor parte de las cosechas el mejor valor del pH es entre 6.5 y 7.5 .

Agua.- Considérase aquí la cantidad de agua, si hay suficiente en

todo el año o es necesario almacenar en época de estiaje.

Calidad del Agua.- Se verá si el agua es de buena calidad para la agricultura. Tendrá mayor coeficiente el agua que arrastra gran cantidad de minerales nutritivos.

Obras Hidráulicas.- Aquí se compara la cantidad de obras hidráulicas y el costo de éllas para ambos terrenos.

A continuación presento un ejemplo de una valorización de un eriazo.

Tierra en producción		Eriazo
Potencia	1.00	1.00
Textura	1.00	0.85
Estructura	0.90	0.70
Topografía	1.00	0.80
Drenaje	0.85	0.95
Minerales Nutritivos	1.00	0.95
Sales Dañinas	1.00	1.00
pH	1.00	1.00
Agua	0.95	1.00
Calidad del Agua	1.00	1.00
Obras Hidráulicas	0.70	0.95
	0.51	0.408

Como vemos el producto de los coeficientes da 0.51 para la tierra en producción y 0.408 para el eriazo. Conocido el valor de las productivas, por una simple proporción, calcularemos el valor de los eriazos.

Asi, si el valor de los suelos en producción es S/ 25,000 por Ha., el de los eriazos será :

$$25{,}000 - 0.51$$
$$X - 0.408$$
$$X = \frac{0.408 \times 25{,}000}{0.51} = 20{,}000$$

Como la colonización en el Perú se estima en S/ 6,000 por Ha. tendremos

$$20{,}000 - 6{,}000 = 14{,}000$$

Luego el valor del eriazo será S/ 14,000 por Ha.

4A.- EL AGUA Y EL SUELO.

Casi todos los terrenos en las regiones húmedas y muchos de ellos en las regiones áridas (cálidas) están permanentemente saturados de agua a cierta profundidad, denominándose nivel de saturación del subsuelo o mesa de agua al nivel que dichas aguas alcanzan.

El agua se presenta en el suelo en tres formas:

a) Agua libre.- Cuando un terreno saturado de agua es provisto de un buen drenaje, una porción del agua que contenía, desaparece de él por gravedad, y es reemplazado por aire. El agua que por gravedad ha bajado hacia los drenes se llama agua libre o de gravedad.

b) Agua de capilaridad.- Elterreno después de drenado todavía contiene una gran cantidad de agua que es mantenida por la atracción capilar en los poros más finos del terreno, como pequeños hilos de agua, cantidad que varía según la finura del terreno, siendo mayor esta cantidad en los terrenos arcillosos que en los arenosos.

El espacio que dejó libre el agua de gravedad al correr a los drenes es inmediatamente ocupado por el aire de manera que el terreno, con el agua capilar y el aire atmosférico que penetró en los vacíos dejados por el agua de gravedad, está bien provisto de aire y agua que es la condición más apropiada para el crecimiento de las plantas.

El agua capilar es gradualmente aprovechada por las plantas y también se evapora, de manera que sino se suministra nuevo riego al terreno, las plantas se marchitan y después mueren

Se llama máxima capacidad capilar de un terreno a la cantidad de agua capilar que éste puede contener hasta el monehto que un pequeño exeeso empieza a correr como agua de gravedad.

c) Agua Higroscópica.- Después de que el terreno es secado cuidadosamente hasta donde es posible sin la aplicación de calor artificial, todavía queda en él una cierta cantidad de agua, llamada agua higroscópica, que no puede ser extraída de él sino por la aplicación de calor aritificial en una estufa. Después expuesta a la atmosféra vuelva a tomar la misma cantidad de agua.

Las plantas no aprovechan la humedad higroscópica.

Movimiento Capilar.- El agua capilar se mueve en todas direcciones hacia el suelo más seco bajo la acción de la atracción capilar.

En el nivel de la mesa de agua todos los poros están llenos de agua, pero encima está húmedo solo hasta su capacidad capilar y llega a 0.30 m. en arena y a 1.80 m. en arcilla compacta.

Cuadro de Briggs Hilgard y otros.-

Clase de tierra	Elevación capilar en pulgadas							
	¼ hora	1 h.	2 h.	1 d.	3 d.	8 d.	13 d.	19 d
Limo y arena muy fina	2.7	4.7	7.0	20.0	30.0	45.0	52.0	56.0
Arena muy fina			12.4	21.0	23.0	26.0	27.5	28.5
Arena fina	9.0	9.5	10.0	11.6	13.0	14.3	15.2	16.0
Arena gruesa y media	5.8	6.0	6.3	7.5	9.0	10.0	11.5	12.5
Cascajo fino	4.0	5.0	5.3	6.4	8.0	9.0	10.0	10.8

Optima provisión de agua.- La cantidad de agua ideal para el máximo crecimiento de las plantas es aquella que llena los poros del suelo hasta la capacidad capilar en toda la profundidad ocupada por las raíces, sin dar excesos que escapen a la mesa de agua o al drenaje, todo lo que pasa es desperdiciado, se lleva sales útiles y eleva la mesa de agua.

Es por esto que no hay que exagerar la cantidad de agua en los riegos.

Coeficiente de Marchitamiento.- El punto en el cual la vegetadión se marchita y muere por falta de humedad se llama coeficiente de marchitamiento. El agua disponible para el consumo de las plantas es por consiguiente la porción de agua capilar que contiene el terreno sobre el coeficiente de marchitamiento.

Porcentaje en peso de capacidad de humedad para varios suelos.-

Tipo de tierra	Coef. Higros.	Coef. Marchit.	Capac. Capilar	Capac. Util	Capac. Total
Arena gruesa	1.0	1.5	13.0	11.5	33
Arena delgada	2.1	3.3	14.0	10.7	34
Tierra vegetal arenosa	4.7	7.0	15.0	8.0	35
Tierra fina vegetal arenosa	6.9	10.8	16.0	5.2	37
Tierra vegetal	9.1	13.4	18.0	4.6	38
Tierra vegetal arcillosa	11.8	15.0	19.0	4.0	40
Arcilla	13.2	16.5	20.0	3.5	42

CAPITULO VI

5.- TECNICA DE INTEGRACION DEL SUELO Y EL AGUA.-

a) Plano General y la técnica de su levantamiento.- El plano general se levanta a la escala mínima de 1:50,000, pudiendo ser mayor si la magnitud del proyecto es pequeña.

La técnica para su levantamiento es a base de: 1) Una triangulación gráfica hecha con plancheta. 2) Una nivelación diferencial trigonométrica también hecha con plancheta. Ambas operaciones son realizadas en forma simultánea.

Se comienza por medir dos bases de triangulación, una en el lugar aproximado donde va a ubicarse la bocatoma y otra al final de las pampas. Dichas bases se hacen pequeñas para evitar mucho error en la medición con wincha, y luego se ampliarán los lados hasta las dimensiones requeridas para la triangulación.

Se procede luego a la triangulación eligiendo puntos altos y visibles de los cerros que bordean la pampa, de manera que por lo menos 4 puntos deben entrar en una hoja de plancheta para después poder ubicarse en el momento del relleno.

Simultáneamente se irá haciendo la nivelación que debe ser siempre cerrada.

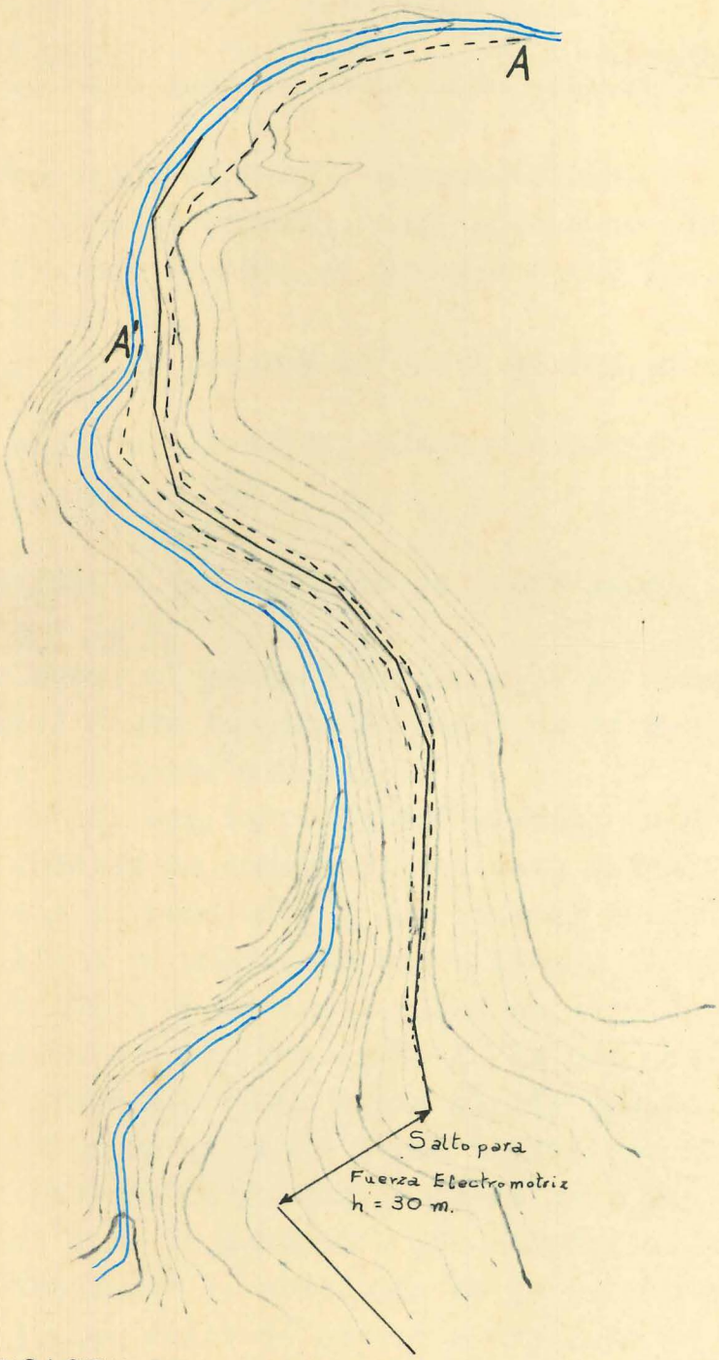
Terminada la triangulación se hará la distribución de las hojas de plancheta para el relleno.

El levantamiento de las curvas a nivel debe hacerse por sistema independiente o sea que cada estación se ubicará aplicando el teorema de Photenot. Las curvas maestras se trazarán con intervalos de 5 a 10 m. en las pampas y en las laderas según lo que mande la pendiente. Al mismo tiempo se irá indicando la presencia de rocas y vegetación, es decir se indicará la fisiografía de la zona.

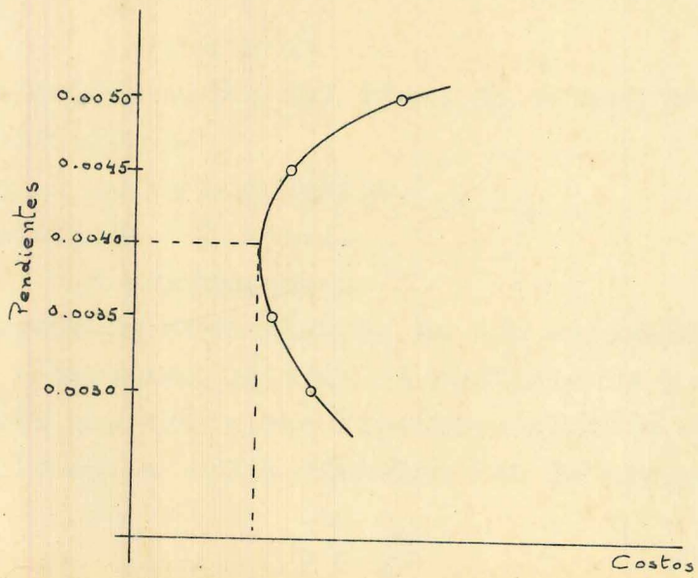
b) Geología General y Fisiografía de la Zona.- Conforme se va levantando el plano de curvas a nivel se hace un estudio geológico de la zona haciendo anotaciones de la estructura del terreno y sacando muestras del suelo y subsuelo para enviar al laboratorio para su análisis.

c) Ubicación de la Bocatoma.- (lámina 6) En el plano general se procede a ubicar el punto (B) más conveniente en la cabecera de la pampa, antes del primer lateral. Será el punto donde comienza el canal madre.

Generalmente es en este punto donde se produce un sal-



UBICACION DE LA BOCATOMA



CURVA "PENDIENTE - COSTO"

S. Stucchi E.

to hidráulico para la producción de fuerza electromotriz.

La altura del salto se calcula, asignando como mínimo una fuerza motriz de 0.1 Kw. por Ha. Asi,si tenemos 6,000 Ha., la fuerza total será 0.1 x 6,000 Kw.

Como..... $Kw = \frac{Qh}{136}$ y tenemos un gasto mínimo en el canal de 3,000 litros por segundo, la altura necesaria será:

$$h = \frac{136 \times 600}{3{,}000} = 27.2 \text{ m.}$$

Para tener un límite de seguridad se puede usar:

$$h = 30 \text{ m.}$$

En el plano y sobre el punto B marcamos, a la altura calculada, el punto C que será donde termine el canal de derivación.La bocatoma se ubicará de la siguiente manera:

Calculamos un canal con la velocidad crítica de erosión, no mayor de 4 m/seg. en canales de concreto. Con esta velocidad y el gasto requerido buscamos la pendiente S con la cual trazamos, a partir del punto C, una línea de gradiente hasta llegar al río (punto A). Con la velocidad crítica de sedimentación, en la práctica la mínima es de 1 m/seg., se calcula la pendiente S, la que nos sirve para trazar una línea de gradiente nueva hasta el río (punto A). Luego con pendientes intermedias se se harán otros trazos calculándose el costo aproximado. Con los costos y pendientes se hace una curva "pendiente-costo", que nos dará la pendiente más económica. El trazo con esta pendiente determinará la ubicación de la bocatoma.

d) Trazo del Canal Principal.- Antes de entrar a explicar la técnica del trazo de canales, presentaré las normas para el cálculo de éstos.

La fórmula fundamental para el cálculo de canales es

$$v = c\, R^m S^n$$

donde v = velocidad media del agua, en metros por segundo.
c = coeficiente.
R = radio medio hidráulico.
S = pendiente del canal.
m y n , son exponentes .

Partiendo de esta fórmula se han expuesto muchas de valor práctico, dando diferentes valores al coeficiente y a los exponentes. Estos valores son obtenidos experimentalmente en laboratorios.

La primera de estas fórmulas fué la propuesta por Chezy en 1775 y es

$$v = c\, (R\, S)^{1/2}$$

La dificultad de esta fórmula estriba en el coeficiente

c. Al estudio de éste se dedicaron tres experimentadores:

1) Ganguillet y Kutter que propusieron la fórmula:

$$c = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S})\frac{n}{R^{1/2}}}$$

donde S = pendiente.
R = radio medio hidraúlico.
n = coeficiente de fricción o rugosidad.

2) Bazin.- Terminó en 1,859 los estudios comenzados por Darcy en 1,855. Da para c la fórmula:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{R^{1/2}}}$$ donde m = coeficiente de resistencia

Si reemplazamos este valor de c en la fórmula de Ghezy tendremos

$$v = \frac{87\,(R\,S)^{1/2}}{1 + \frac{m}{R^{1/2}}}$$

3) Manning.- Este investigador llegó enn 1890 a la fórmula

$c = \frac{R^{1/6}}{n}$, que reemplazando da $v = \frac{R^{1/3}S^{1/2}}{n}$

Esta es la fórmula que mas se ha usado en el Perú a partir de 1920 Su empleo está facilitado por el empleo de abacos.

Los valores mas emleados del coeficiente de rugosidad n son: n = 0.025 para canales en tierra sin revestimiento
n = 0.030 a 0.035 canales en roca sin revestimiento
n = 0.015 para canales revestidos en concreto
n = 0.012 para canales revestidos en concreto(cara pulida).

Como en la práctica lo que generalmente se conoce el gasto Q y la pendiente S las incógnitas son, el tirante d y la velocidad v, pero a su vez v es función del área y por tanto del tirante, habiendo que realizar una serie de tanteos para resolver los problemas lo que hace moroso el empleo de esta fórmula. Es debido a esto que el Ing. Mercado después de muchos experimentos propuso la fórmula llamada de la beta:

$$v = \beta\sqrt{Q^{1/2}\left(\frac{g^{1/2}}{n}\right)^{3/2}}$$

con lo que se reducen los tanteos a uno o dos

En esta fórmula:

$$\beta = \left[\frac{m}{m^2 - t + 2\sqrt{1 + t^2}}\right]^{1/2}$$

Donde m se saca del criterio $d = \frac{1}{m}\sqrt{A}$

Criterios para determinar el tirante d.- Como hemos visto, es necesario tener el valor del tirante de agua d y para determinarlo hay varios criterios, a saber:

a) Criterio de Etcheverry.- Dice que para secciones de canal mayores de $6m^2$, en tierra y topografía llana, el valor del tirante debe ser:

$$d = \frac{1}{2}\sqrt{A}$$

b) Criterio de Malesword.- Para canales en tierra y área menor a $6\ m^2$

$$d = \frac{1}{1.73}\sqrt{A}$$

c) Criterio del mayor radio hidráulico.- Para canales revestidos en media ladera

$$d > 2R = \sqrt[6]{A}$$

d) Criterio del mejor radio hidráulico.- Para canales revestidos en topografía llana

$$d = 2R$$

e) Criterio americano.- Da una tabla de valores de d en función del gasto. Esta tabla controla los demás criterios.

Q (m^3/seg.)	5 ó menos	5 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 60	más de 60
d (m)	0.6 - 1.2	1.0-1.5	1.0-2.0	1.2-2.5	1.2-3.0	1.2 - 4.0

f) Criterio del diseñador.- A base de su experiencia dará un d mínimo económico.

Calcularé un canal para :

$Q = 7\ m^3/seg.$

$S = 0.003$

$t = \frac{1}{2} : 1$

$n = 0.015$

Si el canal es en media ladera tendremos:

$d > 2R = \alpha\sqrt{A}$

De la tabla:

TALUD	α	RECOMENDABLE EN:
Vertical	0.707	Roca sana
¼ : 1	0.740	Roca sana
½ : 1	0.759	Roca fisurada
1 : 1	0.740	Suelos duros, cascajos
1½ : 1	0.689	Suelos corrientes, limos, tierras
2 : 1	0.636	Limo arenoso
3 : 1	0.548	Arena

Si usamos el talud ½ : 1 tenemos $\alpha = 0.759$ pero como es en media ladera usaremos:

$$\alpha = \frac{1}{m} = 0.80 \ldots\ldots m = 1.25$$

Calculando :

$$\beta = \sqrt{\frac{1.25}{(1.25)^2 - 0.5 \div 2\,(1 \div 0.25)^{1/2}}} = 0.616$$

La velocidad será:

$$v = 0.616 \sqrt{7^{1/2}\left[\frac{(0.003)^{1/2}}{0.015}\right]^{3/2}} = 2.65 \text{ m/seg.}$$

Valor con el cual calculamos todos los elementos del canal, asi:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{7}{2.65} = 2.65 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{1}{m}\sqrt{A} = 0.8 \sqrt{2.65} = 1.30 \text{ m.}$$

$$b = \frac{A}{d} - td = \frac{2.65}{1.30} - 0.5 \times 1.30 = 1.39 \text{ m.}$$

$$l = d\sqrt{1 \div t^2} = 1.30 \sqrt{1 \div (0.5)^2} = 1.46 \text{ m.}$$

$$P = b \div 2xl = 1.39 \div 2x1.46 = 4.31 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2.65}{4.31} = 0.614 \text{ m.}$$

$$f = 1/3d = \frac{1.30}{3} = 0.433 \text{ m.}$$

Comprobaremos la velocidad con la fórmula de Manning.

$$v = \frac{S^{1/2}\, R^{2/3}}{n} = \frac{(0.003)^{1/2}\,(0.614)^{2/3}}{0.015} = 2.63 \text{ m/seg.}$$

Se calculará asi las secciones del canal para las distintas pendientes y taludes que se van a usar.

Con las secciones determinadas se hacen plantillas para usarlas luego en los perfiles transversales del trazo y calcular el movimiento de tierras.

Técnica del trazo.- De acuerdo a la topografía del terreno i la importancia del canal el trazo puede ser de 1°, 2°, y 3°, orden. La técnica del trazo de cada uno presenta los siguientes pasos:

1° orden.- Se emplea este trazo en topografía abrupta, movida y variada. Es la técnica que se emplea en el trazo del canal de derivación. Los pasos a seguir son:

1°- Línea de gradiente en el terreno.

2°- Ploteo de esta línea.

3º- Trazo de tangentes sobre el ploteo.
4º- Replanteo y estacado en el terreno de las tangentes y curvas previo cálculo de éstas.
5º- Nivelación de las estacas del trazo (Eje del canal).
6º- Ploteo de los PI definitivos.
7º- Levantamiento de las secciones transversales en cada estaca.
8º- Dibujo de perfiles, longitudinal y transversales.
9º- Metrados.
10º- Presupuesto.

2º orden.- Para topografía uniforme, abrupta o nó. Es la técnica usada en el canal madre:
1º- Línea de gradiente en en el terreno.
2º- Trazo y estacado en el terreno de tangentes y curvas.
3º- Nivelación de las estacas del trazo.
4º- Ploteo de los PI definitivos.
5º- Levantamiento de las secciones transversales en cada estaca.
6º- Dibujo de perfiles, longitudinal y transversales.
7º- Metrados.
8º- Presupuesto.

3r orden.- Se aplica cuando hay necesidad de llevar el trazo por una serie de paso obligatorio. Se usa en canales laterales y drenes. Los pasos a seguir son:
1º- Trazo de tangentes en el plano, uniendo los puntos obligados de paso.
2º- Replanteo y estacado de tangentes y curvas.
3º- Nivelación longitudinal de las estacas.
4º- Levantamiento de secciones transversales.
5º- Dibujo de perfiles y determinación de rasantes en los perfiles longitudinales.
6º- Metrados.
7º- Presupuesto.

TRAZO DE PRIMER ORDEN

Este trazo se realiza con la ayuda de un plano topográfico a la escala 1:1000 ó 1:2000. El levantamiento de este plano se hace a base de dos controles.

a) Un Control Planimétrico, que será una poligonal o una triangulación gráficas. El trabajo se hace con plancheta. La distancia entre los puntos debe estar de acuerdo con la escala y tamaño de las hojas de plancheta, para que, por lo menos, entren cuatro en cada hoja y poder, así, ubicarlas ,independientemente unas de otras, aplicando el teorema de los tres puntos de Photenot.

b) Un Control Altimétrico, que se hace mediante una nivelación diferencial de primer orden. Su fin es de ir dejando puntos de control para la nivelación de las estacas del trazo. Estos puntos se ubican cada kilómetro aproximadamente y procurando que queden cerca a donde va a pasar el trazo. Son llamados con la designación inglesa de"bench marks", o simplemente BM y deben marcarse en el terreno de manera más o menos permanente. El primer bench será junto a la bocatoma (BMT) y llevará marcada su altura sobre el nivel del mar.

Expondré brevemente el procedimiento a seguir en esta nivelación:

Se hace estación a unos cien metros del BMT. Esta distancia es la máxima recomendable .En el BMT se coloca un portamira con una mira de tarjeta. El operador visa a esta mira y la lectura obtenida se escribe en la columna denominada "Vista Atrás". Llámase así a la visual dirigida a un punto de cota conocida. Después de esta lectura el operador gira el nivel y visa al punto de cambio donde habrá otro portamira. Estos puntos de cambio sólo sirven para avanzar la nivelación y por lo tanto no se necesita señalarlos permanentemente. Es sin embargo esencial para la precisión del trabajo que permanezcan invariables mientras se trabaje sobre éllos y por tanto debe escogérseles de manera que reunan esta condición, o bien utilizarse una base o asiento sólido para colocar la mira.

Los dispositivos más usados son; una alcayata de fierro de unos 15 centímetros de largo que se clava firmemente en el terreno, sobre la cual se asienta la mira y que puede sacarse cómodamente tirando de una cadena, que lleva provista, cuando se cambia de estación; el segundo es una base metálica plana triangular que se asegura en el terreno por medio de los vértices doblados en forma de uñas, colocándose la mira sobre la cabeza de un perno que se encuentra en la parte central.

La lectura que se hace en este punto se anota en la columna "Vista Adelante". Llámase Vista Adelante a la visual dirigida a un punto de cota desconocida.

Después de esta lectura el operador se traslada con el instrumento a un nuevo punto de estación; el portamira permanece en el mismo punto y da vuelta a la mira para que el operador tome el vista atrás correspondiente y así se sigue hasta completar un kilómetro, punto en el cual se colocará el BM 1 y de aquí se regresa hasta cerrar en el 1º BM, cumpliendo un ciclo.

En la libreta se habrá anotado las distintas lecturas. Al terminar se suman las columnas del 1º viaje y la diferencia entre estas dos columnas nos dá el desnivel de los dos BM. Lo mismo

se hace en el viaje de regreso siendo necesario queel desnivel obtenido tenga un valor cuya diferencia con el primero no sea mayor a $e = 0.02 \sqrt{K}$, donde K es la distancia, ida y vuelta, en Kms. obteniéndose e en mts. Si esto se cumple el desnivel es el promedio de los dos valores; si no se cumple habrá que hacer un nuevo viaje, descartando el que no sea correcto.

A continuación presento un modelo de registro de nivelación.

NIVELACION DE PRIMER ORDEN ENTRE LOS PUNTOS BM (T) Y BM (1)

$e = 0.02 \sqrt{K}$

Nombre del nivelador			Fecha		Nombre de portamiras
BM - TP Distancia	V.Ats.	⛰	V.Ads.	Elevación	Observaciones
BM(T)	1.451	461.451		1,460.000	Descripción del
80 m.	0.981		2.351		BM(T).
150 m.	.....		2.432		15.839
.....	.....		.....		10.325
900 m.	1.223		.....		Desnv. ida= 5.514
BM(1)			1.997		Descrip. del BM(1)
Suma	10.325		15.839		15.718
	Regreso				
BM(1)	2.034				10.196
90 m.	.....		0.578		
.....	.....		.....		Desnv.regr.=5.522
920 m.	2.331		.....		
BM(T)			1.333		
Suma	15.718		10.197		

Al final de la libreta se lleva un cuadro llamado "Ajuste de Niveles", es donde se lleva el control definitivo de las elevaciones de los BM.

Cuadro de Ajustes Definitivos de la red de nivelación entre ..... y .....

Calculado por.....Revisado por .....

BMs	Desni. 1°vij.	Desnv. 2°vij.	Desnv. 3°vij.	Desnv. Prom.	Cota Definiti.	Observaciones
BM(T)					1,460.000	Resumen de la descripción de los BM.
1	+5.514	+5.522		5.518	1,454.482	
	+3.214	+3.286	+3.208	3.211		
2					1,451.271	
.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....

La triangulación o poligonal cerrada, como hemos dicho se hará con plancheta, y una vez terminada se distribuyen las hojas de plancheta para proceder al relleno del plano topográfico.

Terminado el plano de curvas a nivel se procede a hacer la distribución de pendientes (previo cálculo de la pendiente crítica de costo). Asi en las zonas más dificiles se dará sección más pequeña, y por tanto mayor pendiente, y en las pampas la pendiente será mínima.

Entre la bocatoma y el desarenador conviene tener la más alta pendiente para que arrastre todos los materiales que carga el agua hasta el desarenador.

La distribución de pendiente se hace en un cuadro como el que sigue:

Kilometraje.	Estructuras	Distancias Parc.	Distancias A Orig	S	Difr de Nivl	Cota Inicial	Cota Final	Ang de dfx	Tip. de Sec.	Obs..
0+000 a										
2+500	CR	2500	2,500	0.003	1.50	38.430	36.930		A	
a 2+530	Desa.	30	2,530	0	0	36.930	36.930		B	
a 2+530	Caída	0	2,530		0.30	36.930	36.630		C	
.....	.....	....	.....	.....	....	.....	.....	...	...	

Línea de Gradiente.-

Hecha la distribución de pendientes se procede al trazo en el terreno de la línea de gradiente.

El trazo de la línea de gradiente comienza en el punto en que termina la transición entre la bocatoma y en canal, estaca 0+000, aquí se marca la cota del punto de intersección del pelo de agua con el terreno, para que en lo posible el canal quede todo en corte: que es lo ideal, siempre que lo permita la economía del trazo. Luego la cota de la estaca 0 + 000 será la del fondo del canal aumentada en la magnitud del tirante de agua.

El estacado se hace con el nivel, y se llevará el siguiente registro:

Registro de la Línea de Gradiente

BMs Esta. TP	Vista Atrás		Vista Adel.	Cota	Observaciones
BM(T) 0+000	1.430	461.430	0.400	1,460.000 1,461.030	Pendiente S = 0.003

BMs Esta TP	Vista Atrás	↑	Vista Adelante	Cota	Observaciones
0+020			0.460		
0+040			0.520		
0+060			0.580		
.....			.....		
0+200			1.000	1,460.430	
TP	0.872	460.411	1,891	1,459.539	
0+220			0.041	1,460.370	
0+240			0.101		
.....			.....		

Obtenida la cota de la estaca 0 + 000, se hace estación a unos 100 m. del BM(T), se visa éste y lee el vista atrás con el que se calcula la altura del instrumento, luego restando la cota de la estaca 0+000 a la altura del instrumento se obtiene el vista adelante que debe leerse en dicha estaca. A esta lectura se le irá restando lo que cae la línea cada 20 mts. y así en la estaca 0+020 se leerá la altura anterior disminuida en la cantidad 20 x S. Todas estas alturas se calculan y se ponen en la columna "Vista Adelante". Se prosigue el trabajo hasta llegar al 1er. punto de cambio (TP), generalmente al llegar a la estaca 0+200, cuya caída, si S = 0.003, será de 60 cm., se visa un punto estable que será el TP, se toma vista adelante y se calcula su cota, luego se traslada el nivel a otra estación que esté a otros 100 m. del TP, se visa a éste y se repite el proceso anterior.

En la práctica, la lectura en las estacas se hace al centímetro, salvo los PI que si se leen al milímetro.

Es conveniente que la línea de gradiente no se adelante mucho al trazo definitivo, pues puede haber acortamiento de tangentes y por consiguiente del trazo.

Otra regla práctica que se sigue es clavar las estacas, no en el sitio que manda el trazo sino mas adentro, en una distancia igual a la mitad del ancho del canal, así la caja del canal quedará toda en corte, que es lo recomendable.

El Ploteo de esta línea se hace con la plancheta y su objeto es el de trazar en el plano las tangentes del trazo.

La determinación de tangentes debe estar encargada a un ingeniero de gran experiencia, especialista en costo, pues se le presentaran casos en que tenga que elegir entre un gran rodeo y un túnel, o entre un rodeo y un acueducto o sifón

En estos casos tiene que hacer un rápido estudio económico y determinar el más conveniente.

Una vez determinados los PI, se replantearán éstos en el terreno, empotrándolos todos en concreto.

Trazo de tangentes sobre este ploteo.-

El replanteo del trazo se hace con el teodolito. Se comenzará por poner el tránsito en la estaca 0+000 y visando a PI (1) se fija el aparato para poder alinear a los estacadores que irán elevando las estacas de 20m., en 20.m. y numerándolas. Es práctico medir los 20 m. con cadena, la wincha se usa para las fracciones.

Llegado al PI(1) se visa la estaca 0+000 con 0°0'00'', se vascula el anteojo y se mide el ángulo I, dando la visual al PI(2).

Se procede al cálculo de la curva, la cual se hace mediante tablas, para esto hay que darse un radio apropiado, siendo el valor mínimo, en la práctica, el de cinco veces el ancho de la superficie del canal.

El registro del trazo en la libreta se hace como sigue

Estacas	Kilometraje	Cálculos
PI (1)	0+138.510	I = 45°
-T	41.420	R = 100 m.
PC	0+097.150	T = 0.41421x100 = 41.42 m.
+ ½ Lc	39.270	E = 0.08239x100 = 8.24 m.
E	0+136.420	Lc = 0.78541x100 = 78.54 m.
+ ½ Lc	39.270	½ Lc = 39.27 m.
PT	0+175.690	
	+4.310	I + ½ (180-I)=45°+½x135 = 45° + 67°30' = 112°30'
18	0+180.000	
		para visar a la externa.

El trazo de la curva se hace por deflexiones, trazando cuerdas de 20 m. o menos si el radio es pequeño.

Se estaciona en el PC, se visa con 0°00'00" al PI, luego se ve el ángulo que corresponde a la cuerda que falta para completar la estaca entera, se gira dicho ángulo y sobre la nueva visual se marca la cuerda correspondiente, luego al primer ángulo se le agrega el que corresponde a una cuerda de 20 m. o la que se esté usando. Se marca la siguiente cuerda sobre la visual que limita dicho nuevo ángulo, y así se sigue hasta completar la curva.

Si esta es muy larga y no se puede visar al PT, se traslada el aparato a la externa o al PT, prosiguiendo el estacado.

Nivelación de las Estacas.-

Detrás del trazador vendrá la brigada de nivelación, nivelando las estacas del trazo. El procedimiento es parecido al que sigue al colocar los BM. Se coloca el aparato a unos 100m. del BM (T) y se visa dicho punto tomando un "vista atrás" para calcular la altura del instrumento, luego se visa a las estacas consecutivamente y se ubican estas lecturas en la columna de "vista adelante", calculándose sus respectivas cotas.

Ejemplo de Registro de Nivelación de las Estacas:

BM-TP Estacas	Vista Atrás	↑	Vista Adel.	Cotas	Observaciones
BM(T)	1.450	461.450		1,460.000	
0+000			0.420	461.030	
0+020			1.232	460.220	
0+040			0.240	461.210	
.....			.....	.....	
.....			.....	.....	
0+180			2.181	459.269	
PT	1.360	460.238	2.572	458.874	
0+200			1.231	458.997	
0+220			0.212	460.026	
.....			.....	.....	

Terminada la nivelación se procede a dibujar el perfil longitudinal del terreno, en el eje del canal, para en él trazar las rasantes con las pendientes dadas.

Levantamiento de Secciones Transversales.-

Simultáneamente o detrás del nivelador vendrá la brigada de levantamiento de secciones transversales.

Este levantamiento se puede hacer con nivel de mano o también por método de resaltes.

El 1er. método consiste en visar con el nivel a los puntos donde cambia la pendiente, en el que se coloca un portamira con un jalón en el que se ha marcado la altura de la vista del observador. Se mide la distancia y el ángulo de deflexión.

El 2º método consiste en medir con la misma wincha la distancia del punto de cambio de pendiente y al mismo tiempo al desnivel entre este punto y el eje del canal, poniendo horizontal

la cinta.

Se debe hacer el primer registro acompañado del gráfico correspondiente que aclare los datos. En los demás registros no será necesario el dibujo.

Ejemplo de un registro de secciones transversales:

1er. Método (nivel de mano)

Estacas	Derechas		Izquierda		Observaciones
	Distan.	Angulo	Distan.	Angulo	
0+000	5 m.	- 2°	10 m.	2°	Altura del observ.= 1.65m
	8 m.	- 5°	12 m.	7°	
	20 m.	- 15°	20 m.	15°	Cota del eje = 461.030

2° Método (resaltes)

Estacas	Derecha		Izquierda		Observaciones
	Distan.	Altura	Distan.	Altura	
0+000	5 m.	1.00	10 m.	2.00	
	8 "	1.00	12 "	1.00	
	20 "	3.00	20 "	2.50	

Dibujo del Perfil Longitudinal.-

Con los datos obtenidos se procede al dibujo del perfil longitudinal del eje del trazo. Para el dibujo se usan dos escalas diferentes: Escala Horizontal, igual a la escala del plano de trazo; y la Escala Vertical, que es diez veces mayor que la Horizontal pero sin ser menor a 1:200.

Se dibujará las alturas de las estacas en papel milimetrado, uniéndolas se obtiene el perfil del terreno. Luego se traza la rasante, con la pendiente respectiva, calculándose despues las cotas de la rasante y su diferencia con las del terreno.

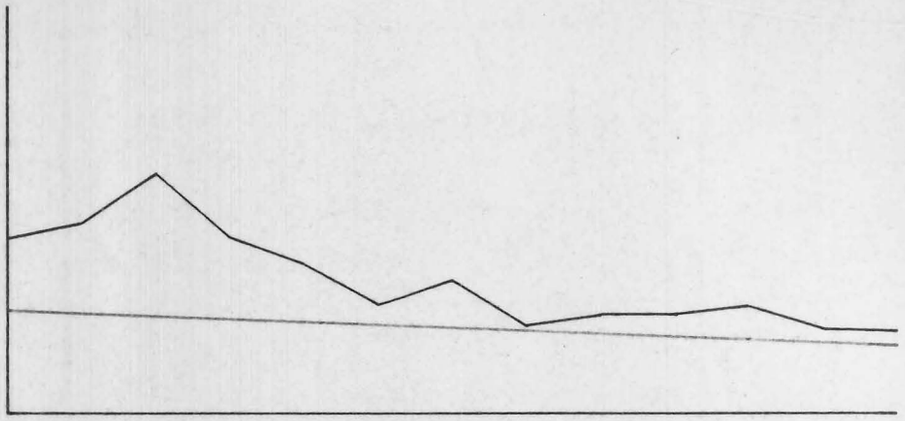
Ver en la lámina N° 7 como se hace el dibujo de un perfil.

Dibujo de las Secciones Transversales.-

Siempre se dibujan a la escala 1:100 (excepcionalmente se hace a escala 1:200, cuando la sección es muy grande; ó, 1:50, cuando es muy chica). Aqui las dos escalas, horizontal y vertical, son iguales. Dibujando el perfil del terreno, se marca el eje del canal y sobre él la cota del fondo de la sección. Sobre ésta se traza la sección tipo (ver dibujo).

Metrados.-

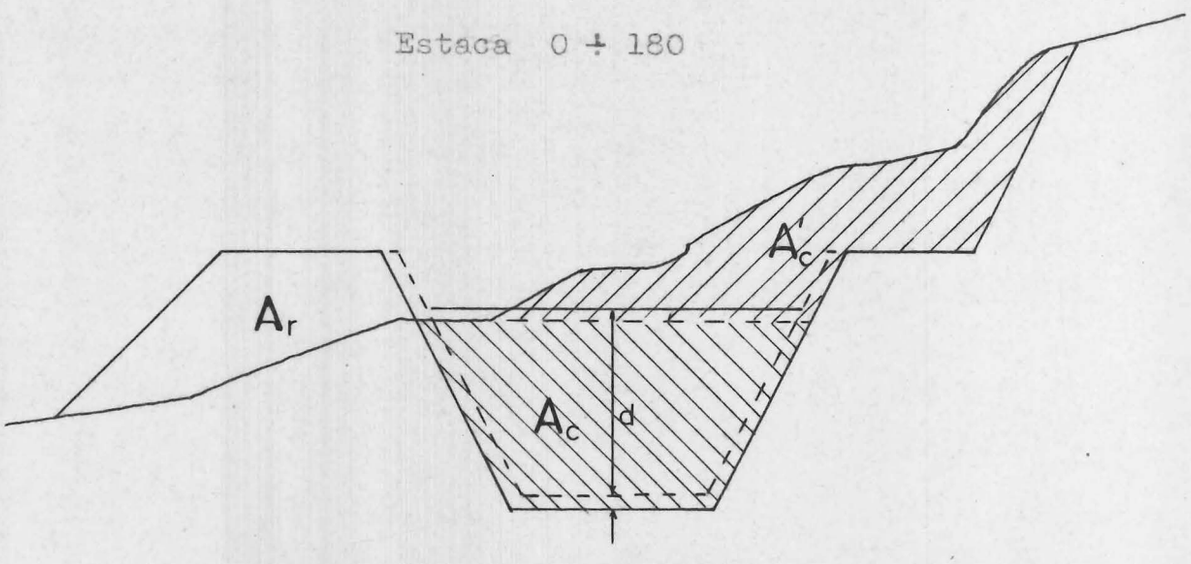
Trazada la sección tipo, se procede a medir las áreas de corte o relleno. Cuando es corte se limitan dos áreas, una triangular sobre la caja del canal; y otra trapezoidal, la caja. Esta división



KILOMETRAJE	
CLAS. TERRENO	
SECCION TIPO	
T R A Z O	R = α = R = α = R = α = R = α =
PENDIENTE	S =
COTA TERRENO	
COTA RASANTE	
ALTURA CORTE	
ALTURA RELLE.	

PERFIL LONGITUDINAL

Estaca 0 + 180



SECCION TRANSVERSAL

Escala 1 : 50

S. Stucchi C.

se hace por diferencia de costos en el movimiento de tierras de las respectivas secciones.

Medidas las áreas, con planímetro, se va al cálculo de los volúmenes de tierra a mover, mediante la fórmula prismoidal:

$$V = \frac{1}{3} (A + B + \sqrt{AB}) L$$

donde: A y B son dos secciones consecutivas; y
L es la distancia entre éllas, generalmente 20 mt.

En corte se calcularán dos prismas; uno trapezoidal cuyo costo, de movimiento, es un 50% mayor que el del otro, triangular.

Cuadro de Movimiento de Tierras

Estacas	Distancias	Area (m^2)			Volumen (m^3)					Material
		Corte		Re -	Corte		Relleno			
		Tra	Tri	lle.	Trap	Tria	Total	Prop	Pres	
0+000	20	3.9	5.0							
0+020	20	3.0	1.0	1.50	68.9	55.0	10.0	10.0		
0+040	20	3.5	1.5	1.00	65.0	24.8	24.8	24.8		
0+060	20	2.0	0.5	2.30	54.4	19.1	32.1	32.1		
.....	..	...	...	....	....	....	....	....		

Metrado del Revestimiento.- Se calculará el área de revestimiento por metro lineal de las secciones tipo del canal, las que multiplicadas por la longitud de los tramos en que se va a usar nos dará las áreas parciales de revestimiento.

El área por metro lineal será:

$$A = b + 2(d + f)\sqrt{1+t^2}$$

El cuadro respectivo será:

Kilometraje	Longitud	Tipo Secc	Area por ml	Area Total
0+000 á 2+280	2,280	I	5.24	11,950 m^2
2+280 " 4+360	2,080	II	5.00	10,400 "
4+360 " 8+640	3,640	III	5.12	18,600 "
.....	.....	...	....	....

Terminado el metrado se procederá a estructurar el presupuesto. La forma de hacer el presupuesto está explicada al final de este capítulo.

TRAZO DE 2º ORDEN

En este trazo se sigue el mismo criterio que en el de 1º orden, salvo que se suprimen algunos pasos que por la topografía del terreno no son necesarios.

TRAZO DE 3º ORDEN

Este trazo se emplea en los laterales, sub-laterales y drenes. Lo primero que se hace es ubicar los puntos de paso obligado. Luego se siguen los pasos ya enumerados anteriormente.

Aquí se acepta que el corte sea hasta de 1/3 de la altura del tirante de agua.

Cuando el terreno es muy inclinado, para evitar pendientes muy fuertes, se ubican pequeñas caídas a intervalos necesarios.

El desarrollo de los pasos es igual que en el primer caso, sólo que aquí las secciones transversales son muy pocas. Esto se debe a que estamos en la pampa donde la pendiente es muy leve y por lo tanto la sección transversal es casi siempre una linea recta horizontal.

e) Ubicación y Estudio General del Desarenador.- El desarenador es una estructura que sirve para eliminar los sedimentos que trae el agua, principalmente las arenas, de todo tamaño, con el objeto de que este material sólido no llegue a los canales de baja velocidad donde sedimentaría obstruyéndolos.

Debe estar ubicado lo más cerca posible de la bocatoma para no perder mucha altura, pues el primer tramo del canal tiene fuerte pendiente. La zona donde se le ubique debe ser amplia y de muy poca pendiente, porque es una estructura relativamente grande que requiere gran movimiento de tierras. Debe estar además a cierta altura sobre el nivel del río, pues tiene un desague de fuerte pendiente que arrastra el material, depositado en las cajas del desarenador, haste el río.

En el Perú se emplea la caja de forma tronco-cónica, de bases cuadradas, con el fín de obtener máxima simetría y evitar asi las corrientes secundarias oblicuas. El talud que se usa es el de 1:1.

Respecto al canal de desague, éste debe tener la máxima velocidad posible, generalmente se le dá 4 m/seg. y nunca debe ser menor de 3 m/seg. Además, debe desembocar por lo menos un metro sobre el nivel de máximas avenidas en el río. Esto últi

timo con el fín de evitar que se ahogue cuando el río venga carga do. Debido a la gran velocidad, el revestimiento debe ser muy rico para evitar la fuerte erosión que produce.

Cálculo de la caja de un Desarenador.-

Para el cálculo de las dimensiones de la caja presentaré, primero, un cuadro de velocidades de caída de las partículas.

Diámetro (mm.)	1.00	0.80	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.15	0.10
Velocidad (mm/seg)	100	83	63	53	42	34	21	15	8

Material	Diámetro en mm.			
Cascajo fino.....	2 mm.	a	1	mm.
Arena gruesa.....	1 "	"	0.5	"
Arena media.....	0.5"	"	0.25	"
Arena fina.....	0.25 mm.	"	0.10	"
Arena muy fina.....	0.10 "	"	0.05	"
Limo.....	0.05 "	"	0.005	"
Arcilla.....	0.005 M	"	0.002	"
Coloides.....	menos de		0.002	"

Calcularemos la caja de un desarenador para un caudal de $Q = 7^3$ m /seg. Si el tirante del canal es d = 1.30 m., asumiremos como tirante del desarenador d'= 2.00 m. Suponiendo una velocidad v_d= 38 cm/seg., tendremos que el área vertical de la caja será:

$$A = \frac{Q}{v_d} = \frac{7}{0.83} = 18.4 \text{ m}^2.$$

El ancho será: $$\frac{A}{d'} = \frac{18.4}{2.0} = 9.2 \text{ m.}$$

Calcularemos ahora la longitud del desarenador, para lo cual debemos ver el material que queremos sedimentar. En Irrigación se acepta la eliminación de arenas gruesas que tienen una velocidad de caída v'= 0.053 m/seg.

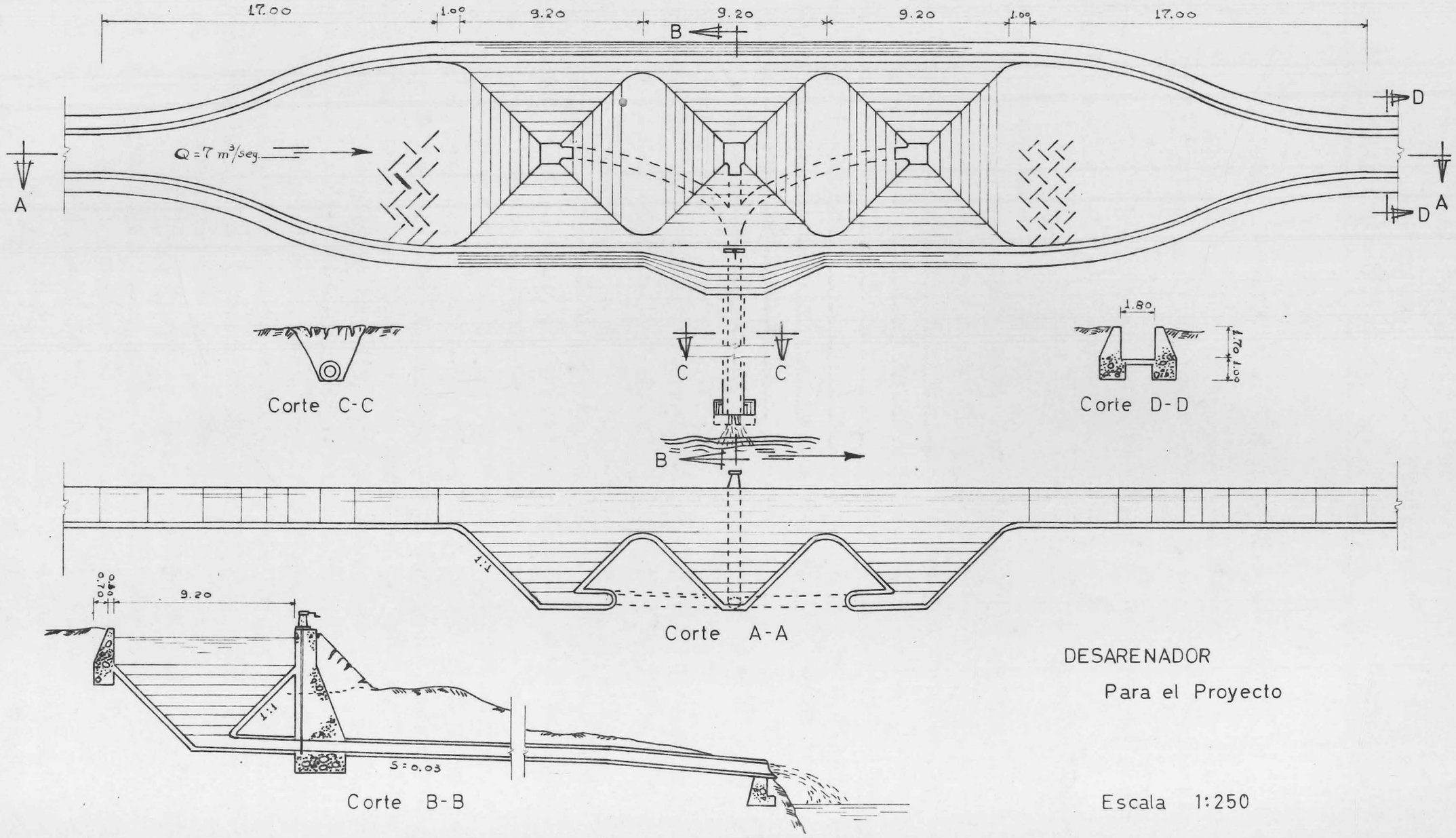
Si v = velocidad de arrastre, para que caigan las Partículas que vienen en la superficie del agua será necesaria la Longitud.....

$$L = d' \frac{v}{v'}$$

Esto será para aguas tranquilas, en la práctica se usa un coeficiente c cuyo valor está limitado para v = 0.2 m/seg.....c = 1.5
v = 0.4 " " .....c = 2.0

Nos queda entonces $L = cd\frac{v}{v'}$

Como tenemos que v = 0.38 m/seg., el valor de c lo obtenemos interpolando entre los valores dados anteriormente. Nos



DESARENADOR

Para el Proyecto

Escala 1:250

S Stucchi E.

LAMINA Nº 8

Pag. 61

da c = 1.875.

Luego $L = 1.937 \times 2 \times \frac{0.38}{0.053} = 27.8$ m.

Haciéndolo de tres cajas el ancho sería:

$L = \frac{27.8}{3} = 9.23$ m. casi igual al anterior o sea que las dimensiones son definitivas. Generalmente no coinciden y habrá que hacer tanteos modificando la velocidad de arrastre.

Con estos valores ya es posible calcular completamente el desarenador.

Como esta estructura tiene un ancho mucho mayor que el canal habrá que hacer transiciones a la entrada y a la salida Para lograr uniformizar la velocidad a la entrada se coloca un sistema patentado que rompe la velocidad y la uniformiza en toda la taza, así mismo a la salida para evitar una velocidad de arrastre, luego de la transición de salida, se coloca una pequeña caída para lograr la velocidad normal del canal. (Lámina 8).

Estudio General de la Bocatoma.-

Habiendo hablado ya sobre su ubicación pasaré a su estudio en sí.

Definición.- Bocatoma es la estructura que permite el paso del agua del río al canal en las mejores condiciones posibles y en la cantidad necesaria.

Clasificación.- Hay dos clases de bocatomas: con barraje y sin barraje. A su vez estas pueden ser del tipo clásico o del tipo peruano que es una variante de la primera.

Barraje.- Es una estructura que se hace a través del río con el objeto de represar un tanto las aguas para elevar el nivel en la entrada de la bocatoma. El barraje se usa cuando la captación es por rebose o sea que el umbral de la compuerta está en un nivel superior al del fondo del río, esto se hace con el fín de evitar el ingreso de elementos sólidos de fondo al canal.

Siendo la bocatoma sin barraje más económica, tiene la desventaja que al bajar el nivel del río la captación es insegura y cuando viene cargado el río, ingresan los elementos sólidos que pueden obstruir la entrada.

El barraje puede ser integramente movible o parte movible y parte fijo. Nunca puede ser integramente fijo, el ideal sería que todo el barraje sea movible pero es muy costoso por lo que se usa generalmente parte movible y parte fijo.

Bocatoma con Barraje Tipo Peruano.- Debido a las características especiales de la mayoría de nuestros ríos costeños, fuerte pendiente y caudal irregular, la

bocatoma ticpo clásico fracasó en el Perú por lo que ingenieros peruanos idearon una modificación y crearon así la bocatoma tipo peruano cuya diferencia con la clásica es una pantalla frontal y el doble rebose.

Geometría de esta bocatoma.- Las partes geométricas de la bocatoma las tenemos en el plano de la bocatoma que he calculado.

Descripción.- Consta de las siguientes partes:

a) Muro de compuertas con sus contrafuertes y mecanismo de izar.

b) Pantalla frontal, debajo de la cual está el 2º rebose. La pantalla frontal forma una cámara de carga que produce una subdivisión de presiones.

c) Muros laterales de sostenimientos, entre las transiciones y el muro de compuertas.

d) Transiciones, aguas arriba y aguas abajo. Son planos alaveados que unen los muros de sostenimiento laterales con el talud del río.

e) Barraje.- Con su parte fija que se hace de concreto y su parte móvil o compuertas de fondo con su respectivo mecanismo de izaje.

f) Solado que va a continuación del barraje fijo y que generalmente es un colchón de agua, con el fin de producir el salto hidráulico. Este solado termina en una uña profunda que estabiliza toda la estructura. Debe estar protegida agual abajo por una escollera de piedras angulosas.

g) Muro encauzador de las aguas.

h) Muro de sostenimiento frente a la bocatoma con sus respectivas transiciones.

i) Pequeño colchón de agua al otro lado del muro de compuertas para transformar la energía cinética destructiva en energía potencial no destructiva y evitar así la erosión.

j) Transición entre el salto y el canal. Paredes y fondo de esta transición es de forma parabólica.

Funcionamiento.- El ingreso del agua es por doble rebose, cuya ubicación ya se indicó. La cámara de carga, formada por la pantalla frontal con el muro de compuertas, subdividirá la presión del agua disminuyendo la velocidad de ingreso del agua y por tanto reduciendo al mínimo el ingreso de sólidos al canal. Además se capta casi con igual velocidad en toda época.

En época de estiaje se cierra la compuerta de fondo y toda el agua queda asi represada pudiéndose captar todo el volumen necesario.

Cuando crece el caudal del río, avenidas medias, en

que el río trae sólidos de fondo y flotantes, se prefiere abrir la compuerta de fondo para que el exceso de agua salga por ella arrastrando con fuerza los sólidos, debido a fuerte velocidad que adquiere, limpiando asi el canal de captación. El movimiento de las compuertas se hace según tablas donde estan tabuladas las alturas de abertura de acuerdo al caudal del río.

Para épocas de avenidas, el funcionamiento es el mismo descrito para el caso de aguas medias. En este caso las compuertas de fondo estarán completamente abiertas y las de entrada al canal estarán en su mínima abertura.

Normas de Cálculo.- Toda bocatoma debe calcularse para los tres casos en que trabajará o sea estiaje, aguas medias y avenidas, debiendo funcionar bien en todos los casos.

Como primer paso se hará el cálculo hidraúlico del río, luego con el gasto necesario se calculará el Nº y dimensiones de las compuertas. Se usa siempre una compuerta mas de las dadas por el cálculo como seguridad en caso de avería.

El barraje por ser una presa, se calculará como tal, asi como también es un vertedero se calculará el tirante de agua H sobre la cresta de manera que de paso a la máxima descarga del río cuando estén cerradas todas las compuertas.

Se calcula los muros de sostenimiento, pilares, transiciones, boquillas sumergidas, etc, aplicando los conocimientos de hidraúlica, estructuras y mecánica de suelos.

Las compuertas en sí y sus mecanismos de izaje no se calculan pues se piden a fábricas mandando dimensión y presiones.

Al calcular el barraje se calculará también el solado de aguas abajo asi como la necesidad de colchón de agua y el cálculo de éste.

La presencia del colchón de agua es con el objeto de producir el salto hidraúlico o sea transformación de la energía cinética que trae el agua al caer, y que es destructiva, en energia potencial que es inofensiva. No toda la energia cinética se transforma en potencial pues parte de ella se pierde en producción de calor. Como el salto se produce al pasar de régimen rápido a régimen lento, en el solado debe cumplirse que el tirante de régimen rápido y el de régimen lento sean conjugados.

O sea que:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 d_1}{g}}$$

$$d_1 = -\frac{d_2}{2} + \sqrt{\frac{d_2^2}{4} + \frac{2v_2^2 d_2}{g}}$$

donde d_2 es el tirante del régimen lento y;
d_1 es el tirante del régimen rápido

Calculamos por tanteos d_1 y luego con la fórmula calculamos d_2. Si d_2 es mayor que d (tirante del río aguas abajo) no se producirá el salto y habrá que hacer colchón. Si d_2 es menor que d se produce el salto pero retrocediendo hacia el barraje.

El cálculo del colchón se hace por tanteos: asumimos un d; para calcular la altura de caída h, con éste valor calculamos la velocidad de caída del agua $v_1 = \sqrt{2gh}$ y con el gasto y el ancho del vertedero que son conocidos calculamos d_1, sino verifica seguiremos tanteando. Luego calculamos d_2 y lo comparamos con el que nos da el colchón, si no coinciden modificamos el solado.

Bocatoma Clásica con Barraje.- Es igual a la tipo peruano solo que no tiene la pantalla frontal presentando por tanto un solo rebose lo que la hace deficiente para captar agua en nuestros ríos costeños.

Bocatoma Peruana sin Barraje.- Se usa generalmente cuando el río aún en estiaje trae un alto caudal, muy superior al necesario para la irrigación. Se usa también en los laterales.

Geometría.- Ver láminas Nº 9 y 10

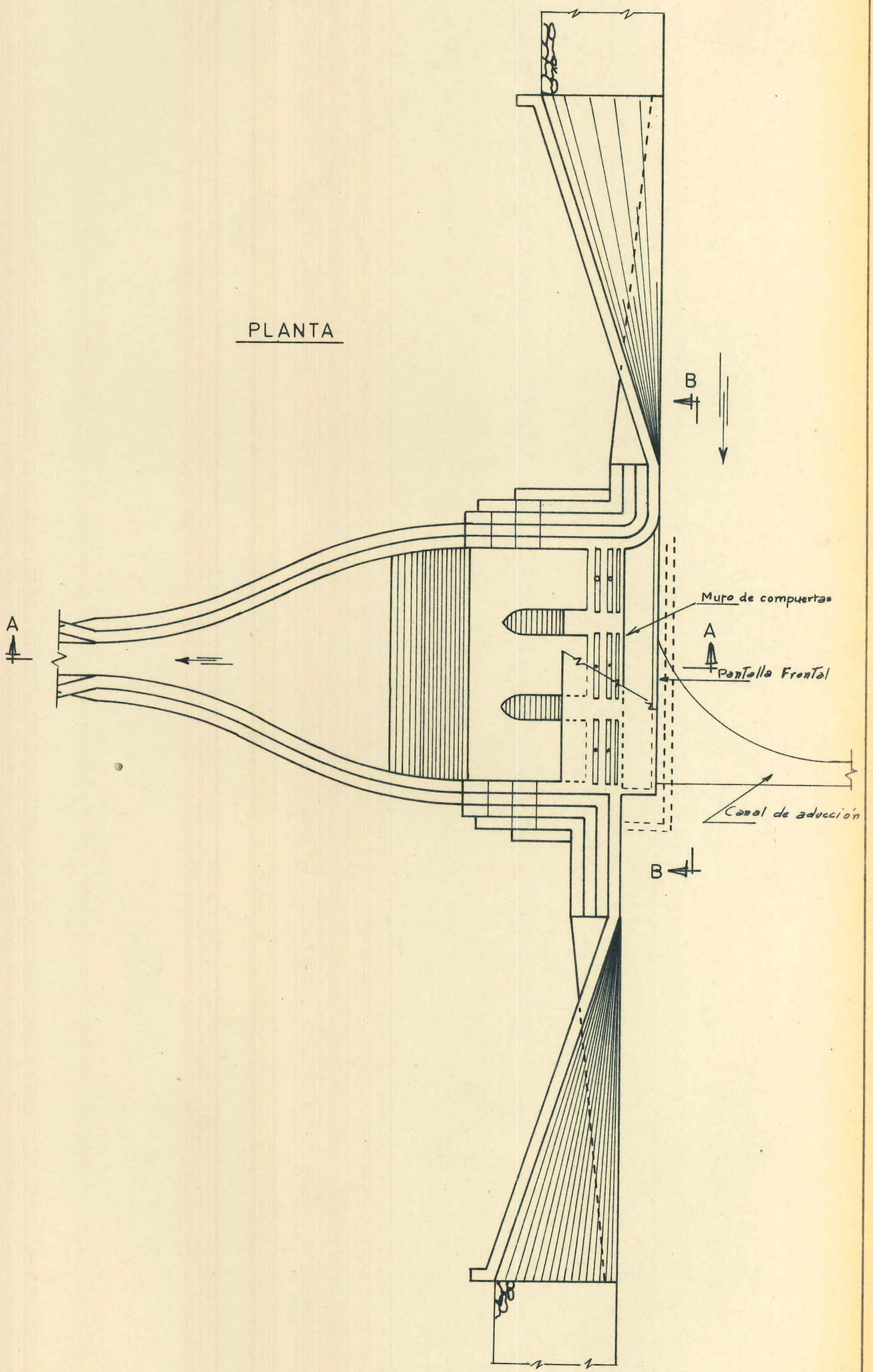
Descripción.- Consta de las siguientes partes:

a) Muro de compuertas.
b) Pantalla frontal.
c) Muros de sostenimiento.
d) Transición de las compuertas al canal de derivación.
e) Muros de transición aguas arriba y aguas abajo del muro de compuertas, en el río.

Funcionamiento.- Tiene un doble juego de compuertas, paralelas, que funcionan en sentido inverso, o sea que se cierran levantándolas. En época de abundancia funciona la grande que levantándola cierra un poco la entrada a la vez que forma un rebose. En época de estiaje se levantan las dos y el bloque de tierra que estaba contenido por la compuerta chica se desplaza quedando mayor altura de agua. Para realizar perfectamente este funcionamiento es necesario que el fondo del canal quede por lo menos 1.50 m. más

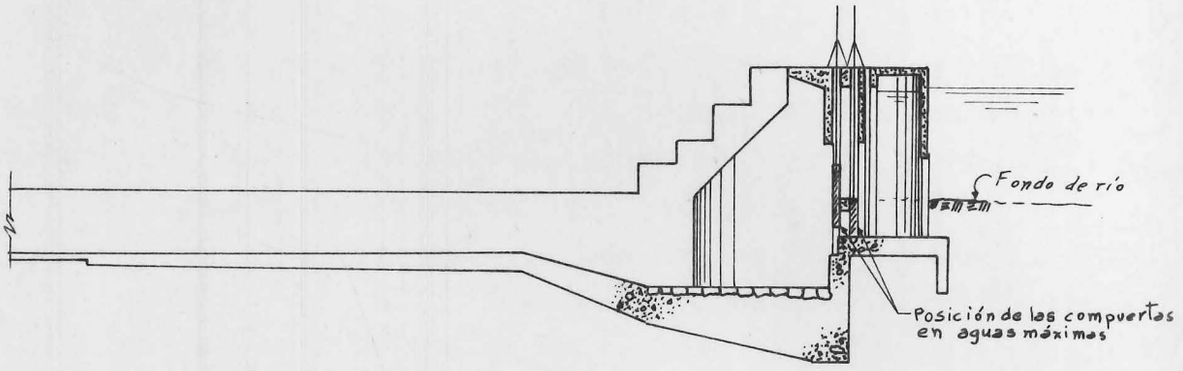
BOCATOMA SIN BARRAJE "TIPO PERUANO"

PLANTA

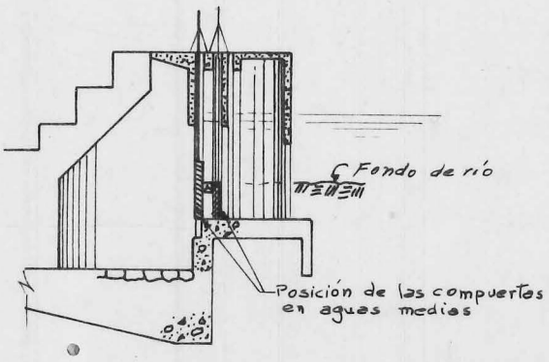


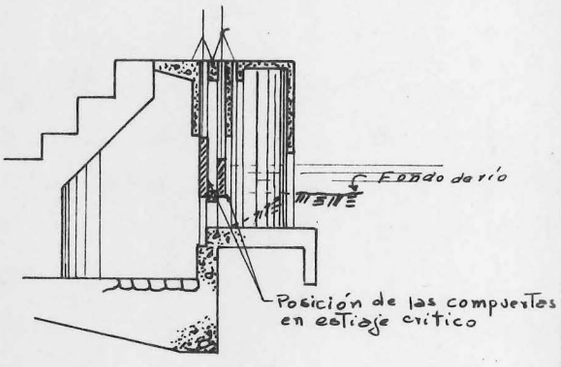
S. Stucchi E.

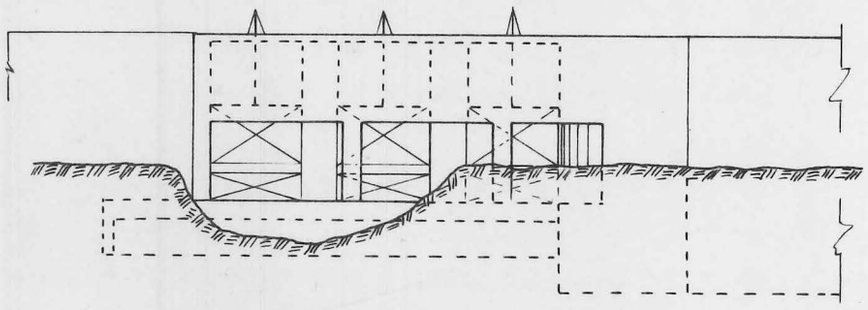
BOCATOMA SIN BARRAJE "TIPO PERUANO"



CORTE A-A







CORTE B-B

S. Stucchi E.

bajo que el fondo del río.

Si el fondo impermeable esta cerca, es recomendable poner un tablestacado a traves del río, que impedirá que el agua que se ha infiltrado se pierde haciéndola aflorar y por medio de un canalito transversal guiarla hacia las compuertas.

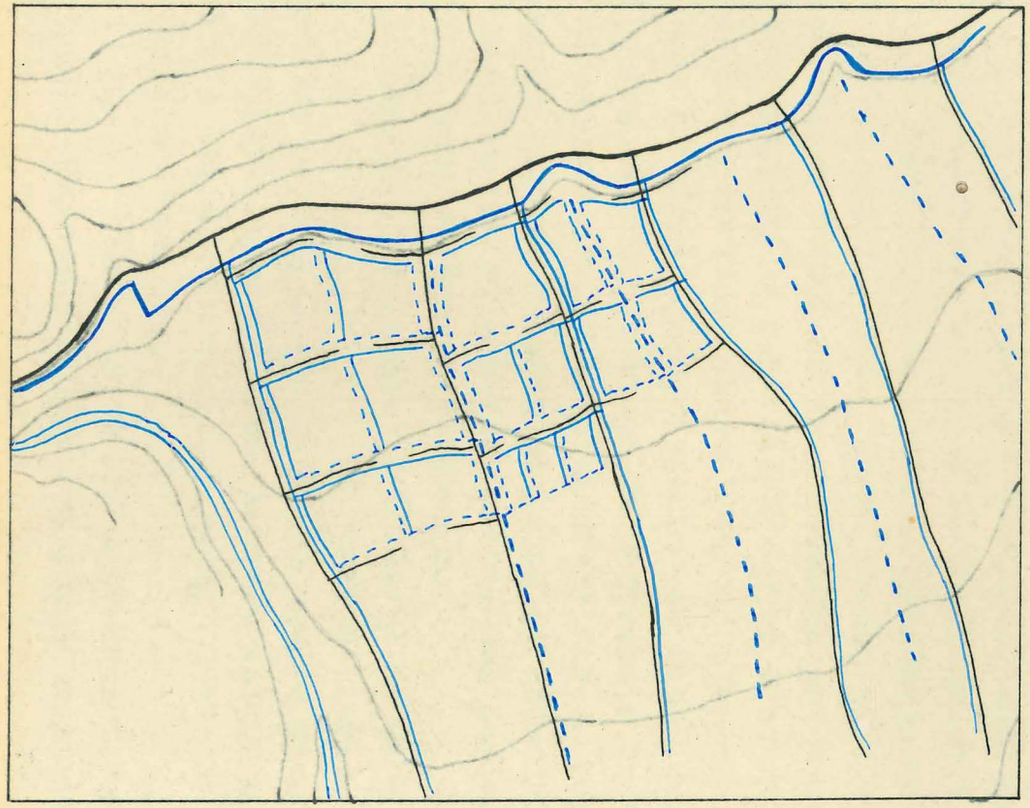
Bocatoma Clásica sin Barraje.- Se usa mas en los medidores (Parshall o Armco). Son las bocatomas más deficientes. Se diferencian de la peruana en que carece de la pantalla frontal y solo tiene un juego de compuertas que funcionan cerrando de arriba hacia abajo.

f- Lotización.- La lotización se hará sobre un plano topográfico de precisión a la escala de 1:5000. La subdivisión del terreno se hará en lotes cuya área máxima será de 300 Has., teniendo un buen porcentaje de lotes de 3 a 5 Has., esto último para crear la pequeña propiedad solucionando el problema social de los pobladores de la clase media dándole nuevos campos de actividad. Estos pequeños lotes se ubicarán rodeando a los mayores pues sus propietarios no solo se dedicarán a laborar su parcela, sino que su actividad la repartirá en ese trabajo y en la ocupación que demanden los lotes de mayor extensión.

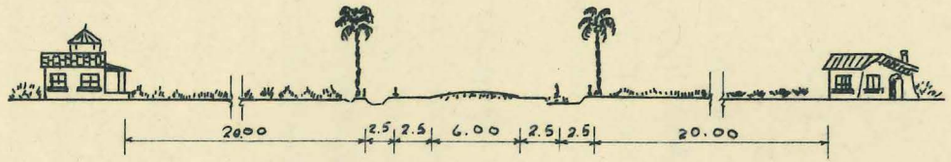
Colonización.- La entrega de los terrenos y la instalación de los nuevos pròpietarios es un problema que debe ser bien estudiado para evitar se repitan las dificultades surgidas en obras anteriores. Debe tenerse en cuenta que el colono recién establecido necesita ayuda y protección del gobierno. Mientras se adapta a la nueva vida y las tierras adquieren su máxima productividad, él no cuenta con los recursos necesarios para su subsistencia.

Una buena medida seria el establecimiento de una Granja Central, que funcione en los primeros años, cuya misión sería la de orientar a los colonos en la forma de efectuar los diferentes cultivos y los sistemas mas eficientes demostrados en la práctica.

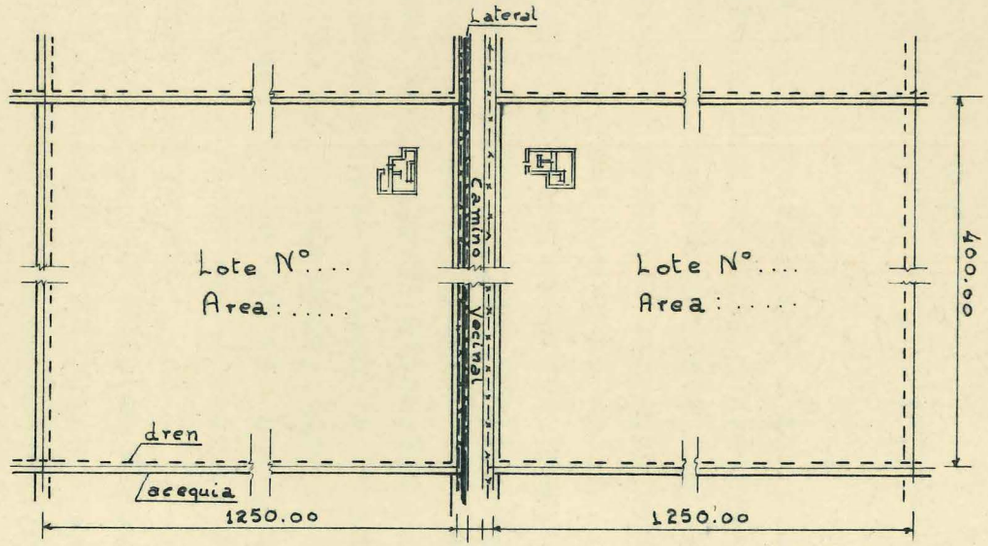
g- Sistema de Distribución.- Sirven para llevar el agua del canal madre a los terrenos irrigables. Esto se hace mediante canales secundarios llamados laterales y sublaterales. Para este fin sobre el plano general se hace el trazo de los laterales (trazo de 3er órden) aprovechando las divisorias del terreno y siguiendo la gradiente de éste. Cuando la pendiente es muy fuerte, dará mucha velocidad y por tanto fuerte erosión. Hay dos maneras de evitarla: revistiendo el canal a partil v = 1.5 m/seg. o produciendo caídas cada cierto trecho con lo que se logra tramos de poca pendiente que produzcan velocidades menores de 1.5



LOTIZACION, SISTEMA DE DISTRIBUCION, DRENAJE Y CAMINOS VECINA.



CORTE DE UN CAMINO VECINAL Escala 1:500



DETALLE DE LOTEO Escala 1:5000

Camino Principal

Caminos Vecinales

Canal Madre

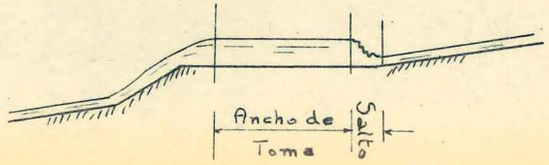
Laterales y Sublaterales

Drenes Principales

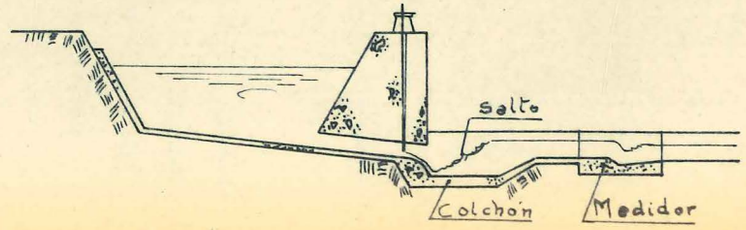
Drenes de chacra

S. Stucchi E.

CAPTACION EN RAPIDAS



BOCATOMA EN CANAL MADRE



m/seg.

De los laterales salen los sublaterales que irán por la parte superior de cada lote y que reparten el agua en el terreno mediante los distributarios. Las captaciones en los laterales es recomendable hacerlas con bocatomas que no tengan transiciones, y cada una debe tener su medidor.

Cuando la pendiente del lateral es muy fuerte se presenta el caso de captar en una rápida. Para poder hacerlo se produce un salto hidraúlico, poniendo un tramo de pendiente suave. Este tramo debe tener cierta dimensión para evitar que la napa se deprima y además debe contener a la toma.

h- Drenaje.- Son las obras destinadas a eliminar los excesos del agua. Son de dos clases: Canales superficiales para eliminar el agua sobrante en el riego y obras subterráneas para eliminar el agua infiltrada.

Los primeros son canales llamados drenes que se trazan siguiendo las lineas de thalwegs o vaguadas. Estos serían los drenes principales, también habrán drenes en las partes bajas de cada chacra para recoger el agua sobrante de los surcos y llevarla al dren principal.

Las obras subterráneas, como hemos dicho, son destinadas a eliminar las aguas infiltradas evitando que suba el nivel de la napa freática a una altura inconveniente que vuelva fangosos los suelos. Estas obras pueden ser de dos clases: a) Zanjas profundas descubiertas, no usadas por perderse gran superficie de terreno para la agricultura; y b) Conductos subterráneos; Estos se hacen abriendo zanjas profundas en cuyo fondo se colocan piedras grandes dejando espacio por donde corra el agua, o en su defecto, se colocan tubos de cerámica o concreto con perforaciones, sobre éstos se colocan material poroso como grava y ramajes. Se sigue colocando material de menor diámetro hasta llegar a la superficie con el material propio del suelo. En esta forma se utiliza toda el área del terreno.

i- Caminos Vecinales.- A lo largo de toda la pampa, y generalmente junto al canal principal, se hará un camino principal que la unirá con la Carretera Panamericana o con algún ramal de ésta. De este camino saldrán otros secundarios hacia los distintos lotes y que generalmente van al lado de los canales laterales.

Todos estos trabajos de lotización, distribución, drenaje y caminos vecinales se estudiarán simultáneamente sobre el plano general pues todos ellos son interdependientes.

Se tendrá en cuenta también la instalación de una estación metereológica, que se ubicará en el centro de gravedad de las pampas; asi como una central telefónica que enlace las principales estructuras de la obra. Cuando la irrigación es muy grande se separa una zona para la ubicación de una ciudad que seguramente será necesaria.

j- Metrados y Presupuestos.- Terminados los cálculos de todas las obras se procederá a hacer los metrados de éllas. Se harán cuadros de movimiento de tierras, revestimientos, cantidad de material, etc. Todos estos cuadros se haran separadamente para cada clase de estructura, asi, para canales, desarenador, bocatoma y otras obras, haciendo después un cuadro final.

En un cuadernillo aparte se hará el análisis de costos de los materiales y la mano de obra; para, a base de éstos estructurar el presupuesto total del proyecto. Este presupuesto consta de dos partes;

Costos Directos.- Comprende los jornales de obre, materiales de obra y equipo. Dentro de el equipo; su depreciación, jornales y conservación.

Costos Indirectos.- Consta de las siguientes partidas:

1) Estudios y diseños.
2) Ingeniería y administración,(salarios, jornales, material y sostenimiento).
3) Salubridad (salarios, jornales, material y sostenimiento).
4) Tránsito de administración.
5) Tránsito interior de carga.
6) Gastos legales.
7) Intereses y descuentos.
8) Expropiaciones.
9) Utilidad del Contratista.
10) Impuestos.

k- Balance Económico.- Concluído el Presupuesto se hará un Balance donde el Debe está representado por los costos de las diferentes partidas y cuyo total dará el costo del proyecto hasta dejarlo listo para producir, incluso colonizado. El Haber es el valor que tomarán las tierras en plena producción. Este Balance, por tanto, debe dejar un Haber mayor que el Debe e n una cantidad razonable para que el Proyecto se realizable. De él dependerá si se hacen los estudios definitivos o se abandonan los trabajos.

Presento un ejemplo de un balance:

BALANCE ECONOMICO

Especificaciones	Debe	Haber
Monto total del presupuesto de las obras	S/ 6'326,751.82	
Intereses del capital durante el tiempo de construcción	276,300.04	
Valor de la venta de las tierras a S/ 6,000.00 la Ha.		6'684,000.00
Valor capital que representan los ingresos anuales al Fisco por concepto de gravámenes indirectos (10% de las utilidades capitalizado al 6%).		3'100,842.65
Saldo favorable del proyecto	3'181,790.79	
	9'784,842.65	9'784,842.65

1- Aspecto Social y Económico.- Un proyecto de Irrigación no solo provee de nuevas tierras a la agricultura sino también soluciona el problema de la vivienda al llevar al campo gran cantidad de pobladores de las ciudades, donde viven en lugares insalubres y la mayoría sin trabajo estable. Es por ésto que en toda irrigación de consideración debe preveerse el planeamiento de una población rural y si es muy grande requerirá el estudio para la ubicación de una ciudad.

Si al habilitar nuevas tierras para el cultivo ayuda a solucionar, principalmente, el problema de la alimentación que como sabemos en el Perú es el más grave; también permite aumentar la adquisición de divisas, pues es mayor el área de cultivo para productos de exportación tales como algodón, caña de azúcar etc. ; y así tenemos en cada nueva irrigación el Estado señala un porcentaje del terreno para la siembra de productos alimenticios, otro para la siembra de pastos (necesarios para el desarrollo de la ganadería) y para plantas industriales.

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

III

E S T U D I O

D E F I N I T I V O

CAPITULO VII.- Cálculo de Bocatoma.

CAPITULO VIII.- Trazo del Canal de Derivación.

CAPITULO VII

III.- ESTUDIO DEFINITIVO DE LA BOCATOMA.-

Presento el cálculo de una Bocatoma Tipo Peruano con barraje con capacidad para captar el agua necesaria para irrigar unas pampas de 6,500 Ha. útiles para el cultivo.

La fuente de aprovechamiento para el riego de las pampas es el río R cuya cuenca húmeda tiene un área de 1,200 Km^2. y está sobre los 2,000 m. con respecto al nivel del mar. En 20 años de observaciones, la descarga media mensual en estiaje crítico al 75% de persistencia es prácticamente 10 m^3/seg. y una descarga máxima al 80% de persistencia de 240 m^3/seg.

Si usamos los módulos dados por la Dirección de Aguas e Irrigación para la Costa Central, vemos que en los meses de abundancia se necesitará 1.1 lit/seg/Ha. Usando un 20% de reutilización del agua debemos irrigar 6,500 - 0.20 x 6,500 = 5,200 Ha.

El net-duty será 5,200 x 1.1 = 5,720 lit/seg.; si agregando un 10% que se va en el desarenador más 10% para pérdida en el trayecto tendremos el Gross Duty o sea lo que vamos a captar será 6,900 – 7,000 lit/seg.

Ubicación de la Bocatoma.- El procedimiento a seguir está descrito en el capítulo anterior. Aplicándolo a nuestro caso veo que la bocatoma debe estar cerca de la cota 460 m.s.n.m. La ubico en la 457 por ser el terreno más apropiado.

Cálculo Hidráulico del Río en la Zona de Captación.- Este estudio lo haré para la descarga de 240 m^3/seg. y para la máxima posible que se pueda presentar y que la calculo con la fórmula de Kresinet que es aplicable en la Costa Central del Perú.

$$Q = \alpha \frac{32}{0.5 + \sqrt{F}} \times F$$

donde Q = Descarga máxima posible.

α = coeficiente que depende de la región y que para esta zona se ha deducido como 0.23 en promedio.

F = área de la cuenca en Km^2.

Remplazando:

$$Q = 0.23 \frac{32}{0.5 + \sqrt{1200}} \times 1{,}200 = 250 \ m^3/seg.$$

Como se recomienda una seguridad de 1.5 tendremos:

$$Q_{mm} = 370 \ m^3/seg.$$

Tanto el río como el canal los calcularé con la fórmula de la Beta.

El tirante será $d = \frac{1}{m}\sqrt{A}$, teniendo m los valores 3 a 8

en ríos (valores deducidos por la Dirección de Aguas). En nuestros ríos costeños m oscila alrededor de 5.

Como primer tanteo trabajaremos con m = 5.

Conociendo:

Q = 370 m^3/seg.
b = 40 m.
S = 0.015
t = 1½ : 1
n = 0.035

$$\beta = \left[\frac{5}{25 - 1.5 + 2\sqrt{1+2.25}}\right]^{1/2} = 0.430$$

$$v = 0.43\sqrt{370^{1/2}\left[\frac{(0.015)^{1/2}}{0.035}\right]^{3/2}} = 4.83 \text{ m/seg.}$$

Calculamos:

v = 4.83 m/seg.
A = 76.7 m^2
d = 1.75 m.

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{370}{4.83} = 76.7 \text{ m}^2.$$

$$d = \frac{1}{m}\sqrt{A} = \frac{1}{5}\sqrt{76.7} = 1.75 \text{ m.}$$

$$b = \frac{A}{d} - td = \frac{76.7}{1.75} - 1.5x1.75 = 41.17 > 40.0 \text{ m.}$$

Segundo tanteo con m = 4.9

Conociendo:

Q = 370 m^3/seg.
b = 40 m.
S = 0.015
t = 1½ : 1
n = 0.035

$$\beta = \left[\frac{4.9}{24 - 1.5 + 2\sqrt{(1 + 2.25)}}\right]^{1/2} = 0.433$$

$$v = 0.433\ (126)^{1/2} = 4.86 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{370}{4.86} = 76.1 \text{ m}^2.$$

Calculamos:

$$d = \frac{1}{4.9}\sqrt{76.1} = 1.78 \text{ m.}$$

v = 4.86 m/seg.
A = 76.1 m^2
d = 1.78
P = 46.4
R = 1.65

$$b = \frac{76.1}{1.78} - 1.5x1.78 = 40.02 \simeq \underline{40 \text{ m.}}$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+t^2} = 40 + 2x1.78\sqrt{1+2.25} = 46.4 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{76.1}{46.4} = 1.65$$

Calcularé ahora el río para las descargas máximas más frecuentes (80% de frecuencia), que en nuestro caso es de 240 m^3/seg.

Primer tanteo para m = 5

Conociendo:

Q = 240 m^3/seg.
b = 40 m.
S = 0.015
t = 1½ : 1
n = 0.035

$$\beta = \left[\frac{5}{25 - 1.5 + 2\sqrt{1+(1.5)^2}}\right]^{1/2} = 0.43$$

$$v = 0.43\sqrt{240^{1/2}\left[\frac{(0.015)^{1/2}}{0.035}\right]^{3/2}} = 4.34$$

Calcularemos: $A = \frac{240}{4.34} = 55.3\ m^2$

$v = 4.34$ m/seg.
$A = 55.3\ m^2$
$d = 1.48$ m.

$d = \frac{1}{5}\sqrt{55.3} = 1.48$

$b = \frac{55.3}{1.48} - 1.5 \times 1.48 = 35.08 < 40$ m.

Segundo tanteo para m = 5.5

Conociendo:

$Q = 240\ m^3$/seg.
$b = 40$ m.
$S = 0.015$
$t = 1\frac{1}{2} : 1$
$n = 0.035$

$\beta = \left[\frac{5.5}{30.2 - 1.5 + 3.6}\right]^{1/2} = 0.412$

$v = 0.412\sqrt{101.5} = 4.15$ m/seg.

$A = \frac{240}{4.15} = 57.9\ m^2$

Calculamos:

$d = \frac{1}{5.5}\sqrt{57.9} = 1.38$ m.

$v = 4.15$ m/seg.
$A = 57.9\ m^2$
$d = 1.38$
$P = 44.96$ m.
$R = 1.39$ m.

$b = \frac{57.9}{1.38} - 1.5 \times 1.38 = 42 - 2.07 = 39.93 \simeq \underline{40\ m}$

$P = 40 + 1.38 \times 3.6 = 44.96$ m.

$R = \frac{57.9}{44.96} = 1.39$ m.

Cálculo de la Bocatoma.- Como hemos visto el máximo caudal que se necesita captar es 7 m^3/seg. luego la bocatoma la calcularé para que sea capaz de captar dicho volumen en cualquier época.

Altura de Barraje.- Dando al rebose una altura de 1.30 m. y 0.90 m. a las compuertas, dentro de la cámara necesito una altura de 1.30 + 0.90 + 0.3 = 2.50 m. para que funcione siempre como orificio teniendo como mínimo 0.30 m. de carga sobre la compuerta.

La altura de las compuertas, y por tanto del barraje, será 2.50 + 0.5 = 3.00 m. ya que es desnivel entre las aguas fuera y dentro de cámara se considera 0.50 m. en estiaje.

Altura de Muros de Sostenimiento.- Deben calcularse para el caso que se presente la avenida máxima posible o sea de 370 m^3/seg. Suponiendo, en el peor de los casos, que esten cerradas las compuertas, tendremos:

$$Q = C\ L\ (H + h_v)^{3/2} \text{ donde } C = 2.2$$

Si tenemos un largo total entre barraje y compuertas de L = 35 m.

$$(H + h_v)^{3/2} = \frac{370}{2.2 \times 35} = 4.8.....$$

$$H + h_v = 2.84$$

Como $h_v = \frac{v_o^2}{2g}$ y $v_o = \frac{Q}{(H+3)L} = \frac{370}{(H+3)35}$

$$h_v = \left[\frac{370}{(H+3)35}\right]^2 x \frac{1}{2g} = \frac{5.7}{(H+3)^2}$$

Remplazando:

$$H + \frac{5.7}{(H+3)^2} = 2.84$$

$$H = 2.66 \text{ m.}$$

Altura total del agua será $3+2.7 = 5.7$ m. por tanto se puede dar a los muros 6.50 m. de altura teniendo en cuenta un borde libre de 0.80 m.

Ancho de compuertas.- Para tener una buena velocidad, que arrastre los sedimientos del canal de fonso o encauzamientos, usaré dos compuertas de 3 m. de ancho por 3 de altura.

Dando al pilar central entre las compuertas y al muro que separa al barraje 1.5 m. de ancho a cada uno; y si la cámara la hacemos 2.0 m. dentro del canal, tendremos como largo del barraje;

$$L = 40 - (2x3+2x1.5+2) = 29 \text{ m.}$$

Cálculo del salto hidraúlico.- El salto se calcula para el 80% de las avenidas máximas que es $A = 240 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Como en estas épocas las compuertas de fondo están siempre abiertas para impedir la sedimentación delante de la pantalla frontal aceptamos que las compuertas se levanten a una altura tal que el agua no llegue a rebosar por encima de ellas. En caso de acumulación de elementos flotantes se bajarán una cierta altura, cada cierto tiempo para eliminarlos.

Despues de varios tanteos he llegado a encontrar que dicha altura límite (Se puede levantar un poco mas) es de $b = 2.03$ m.

Para este caso sobre el vertedero tendremos $H=b=2.03$ m. y el gasto que pasa sobre él es:

$$Q_1 = 1.84 \, L \, (H)^{3/2} = 1.84x29x(2.03)^{3/2} = 1.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

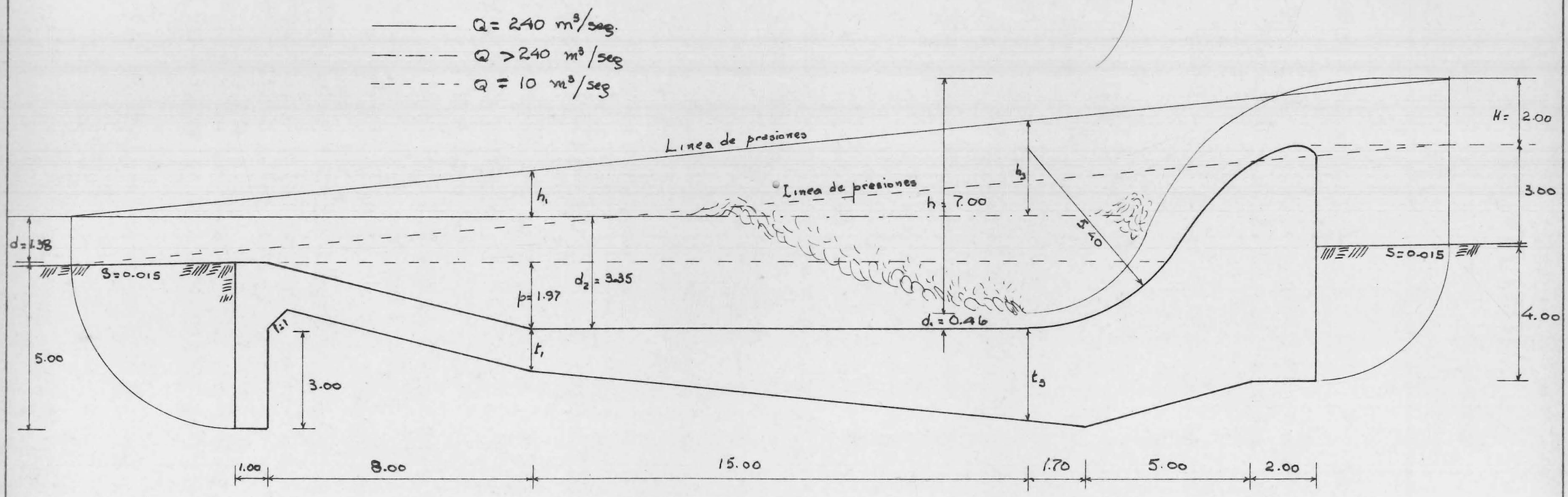
Por las compuertas pasará:

$$Q_2 = c \, A \sqrt{2gh}$$

Donde:

$c = 0.67$ (orificio de fondo con 3 contracciones)
$A = 2 \, (3 \times b) = 2 \, (3 \times 2.03) = 12.18 \text{ m}^2.$
$h = 3 + b/2 + h = 3 + 1.025 + 0.315 = 4.34$ m.

CALCULO DEL SALTO HIDRAULICO Y ESPESOR DEL COLCHON



S. Stucchi E.

h_o = carga dinámica = $\frac{v_o^2}{2g}$

Si el gasto que debe pasar es el total menos lo que pasa por el vertedero y menos lo que se capta, unos 9 m^3/seg. Tendremos:

$Q_2^1 = 240 - 156 - 9 = 75\ m^3/seg.$, la velocidad de aproximación será:

$$v_o = \frac{75}{6x5.03} = 2.49\ m/seg.$$

$$h_o = 0.315\ m.$$

Remplazando:

$$Q_2 = 0.67 \times 12.18 \sqrt{2g\ 4.34} = 75\ m^3/seg. = Q_2^1$$

Luego para el cálculo del salto tenemos:

$Q = 156\ m^3/seg.$

$H = 2.03\ m.$

$L = 29\ m.$

Despues de varios tanteos obtengo la altura de caida $h = 7.00$ m. (ver dibujo).

$$v_1 = \sqrt{2gh} = \sqrt{19.6 \times 7} = 11.68\ m/seg.$$

$$d_1 = \frac{Q_1}{L\ v_1} = \frac{156}{29 \times 11.68} = 0.46\ m.$$

El tirante conjugado es:

$$d_2 = -\frac{0.46}{2} + \sqrt{\frac{(0.46)^2}{4} + \frac{2(11.68)^2 x\ 0.46}{9.8}} = 3.35\ m.$$

El desnivel, p, entre el fondo del colchón y el fondo del río aguas abajo será:

$$p = d_2 - d = 3.35 - 1.38 = 1.97\ m.$$

El desnivel, p', entre el fondo del colchón y el fondo del río aguas arriba de barraje será:

$$p' = h - (3 + H) - d_1 = 7.00 - (3.00+2.00) + 0.46 = 2.46\ m.$$

Como la estructura tendrá una longitud total de unos 32 m. el desnivel entre los extremos será: $0.015 \times 32 = 0.48$ m.
Luego: $p' - 0.48 = 2.46 - 0.48 = 1.98 \simeq p$

Trazo del perfil del barraje.- Lo haré de acuerdo al perfil de Creager que da valores de las coordenadas en función de la carga H .

Las coordenadas para su dibujo son:

El eje X es horizontal y pasa por la cresta del vertedero.

El eje Y, vertical, coincide con la cara aguas arriba del vertedero.

X	y
0	0.25
0.2	0.066
0.4	0.008
0.6	0.000
0.8	0.022
1.0	0.068
1.4	0.212
1.8	0.432
2.2	0.716
2.6	1.064
3.0	1.476
3.6	2.214
4.0	2.786
4.4	3.422
4.8	4.122

A partir de dicho punto viene la curva circular en que termina el perfil y que tiene un radio R = 5.40 m.

Longitud de la Estructura.- Esta consta de tres partes:

a) Longitud de caida de la vena.- La obtengo gráficamente al trazar el perfil con la curva de enlace con el fondo del colchón 8.7 m.

b) Longitud del colchón.- Lo más recomendado es tomar de 4 a 6 veces la altura del salto; Linquist recomienda usar 5 veces la altura del salto, o sea.....$Lc = 5\ (d_2 - d_1)$

$$Lc = 5(3.35-0.46) = 14.45 \rightarrow \underline{15\ m.}$$

c) Longitud de Recuperación.- La práctica recomienda para esta transición la pendiente 1 : 4, luego:

$$S = 4p = 4 \times 1.97 = 7.90 \rightarrow \underline{8\ m.}$$

La longitud total de la estructura es:

$$L = 8.7 + 15 + 8 + 1 = \underline{\underline{32.7\ m.}}$$

Espesor del solado.- El solado debe tener un espesor tal que su peso contrarrestre la fuerza de la subpresión.

Si h es la subpresión unitaria, la fuerza ascendente será w, h, y siendo t el espesor del solado su peso será $w_2 t$. Para que halla equilibrio se tendrá:

$$w_1 h = t w_2$$

$$t = h \frac{w_1}{w_2}$$

Se da un coeficiente de seguridad de un tercio; luego

$$t = \frac{4}{3} h \frac{w_1}{w_2}$$

La magnitud de la subpresión se obtiene gráficamente. Para esto se dibuja sobre la estructura (ver lámina Nº 11...) los niveles de agua en estiaje y en máximas; h será la diferencia de altura entre la línea de gradiente hidraúlica y el nivel de aguas sobre el colchón.

Vemos que el valor de h es mayor en máximas avenidas. Tomamos los valores de h para los puntos 1 y 3 en los extremos y 2 en el centro.

Al aplicar la fórmula hay que considerar que el concreto pierde 100 Kg. por m^3 al sumergirse en el agua.

$n_1 = 1.30$ $\quad t_1 = \frac{4}{3} \times 1.30 \times \frac{1000}{2400 - 1000} = 1.24$ m.

$n_2 = 2.00$ $\quad t_2 = \frac{4}{3} \times 2.00 \times \frac{1}{1.4} = 1.90$ m.

$n_3 = 2.80$ $\quad t_3 = \frac{4}{3} \times 2.80 \times \frac{1}{1.4} = 2.67$ m.

Longitud de Percolación.- Debido a la gran carga que hay, aguas arriba del barraje, el agua circulará bajo la estructura, con una velocidad que depende de la longitud que tiene que recorrer para salir a la superficie. Si esta longitud es muy pequeña el agua fluye con gran velocidad, erosiona el terreno y produce asentamiento de la estructura. Es por este motivo que se trata de alargar este recorrido colocando cortinas verticales pues el agua se mueve pegada a la estructura.

El ingeniero F. W. Lane, que es el que más experiencia tiene en este aspecto, recomienda la siguiente fórmula:

$$L_p = c\ H$$

En donde: L_p = longitud mínima del camino de percolación para evitar erosión.

H = máxima diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

c = coeficiente empírico que depende del material del suelo.

Los principales valores de c recomendados por Lane son:

Arena fina	c = 7.0
Arena Gruesa	c = 5.0
Grava fina	c = 4.0

Grava media	c = 3.5
Grava gruesa y morrillos	c = 3.0
Arcilla plástica	c = 3.0
Arcilla dura	c = 1.8
Arcilla muy dura	c = 1.6

Por estudios realizados en obras reales y en experimentos se llegó a la conclusión que los recorridos verticales (cortinas) oponen mas resistencia al paso del agua que los horizontales, especialmente en terrenos estratificados. Por ello Lane estima que debe darse menos importancia al recorrido horizontal que al vertical y recomienda que los recorridos horizontales se tomen en un tercio y los verticales en su totalidad.

Aplicando a nuestro caso en que tenemos:

H = 7.46 - 3.35 = 4.11 m.

c = 3.0 (suelo de grava gruesa)

Necesitamos:

L = 3 x 4.11 = 12.33 m.

Pero en nuestra estructura tenemos:

Longitud horizontal = 32 m.

1/3 LH = 10.6 m.

Longitud vertical = 5 + 3 + 4 = 12

LH = 12

L = 22.6

Valor este mucho mayor que el necesario.

Colchón de agua en la zona de las compuertas.- Requeriría un estudio especial pero en la práctica se acostumbra hacerlo igual al del vertedero. La única diferencia será la curva de caída del agua que en este caso se hace tangenciando una parábola, de vértice en el punto de cierre de las compuertas, a la curva del perfil del barraje.

Las coordinadas para el trazo de dicha parábola son:

El eje x es tangente al fondo del canal de encauzamiento

El eje y es vertical y coincide con el eje de la compuertas.

x	y
0.00	0.00
1.00	0.05
2.00	0.19
3.00	0.43
4.00	0.76
5.00	1.19
6.00	1.71

Este último punto es el de tangencia con el círculo de radio R = 5.4 m.

Cálculo de la Pantalla Frontal.-

Como he dicho anteriormente, a la abertura le doy una altura de 0.90 m. Considerando un desnivel de agua de 0.50 m. entre el río y la cámara, la abertura funcionará como orificio sumergido. Por dicho orificio deberá pasar 8 m^3/seg. para que por la compuerta de limpia se desaloje 1 m^3/seg. y captar los 7 necesarios.

Tenemos:

$$Q = c\ A \sqrt{2gh}$$

donde: $Q = 7\ m^3/seg.$

$c = 0.6$

$A = b \times l = 0.90\ l.$

$h = 0.50$ m.

Remplazando:

$$8 = 0.6 \times 0.91 \sqrt{2g \times 0.50}$$

La longitud de la abertura será: $l = 4.73$ m.

En máximas, como el río trae más sedimentos, es conveniente que pasen dos metrps cúbicos más para desalojarlos por la compuerta de limpia. En tal caso el gasto que pasa a la cámara es $Q = 7 + 2 = 9\ m^3$/seg. y el desnivel o carga es:

$$h = \left(\frac{Q}{c\ A}\right)^2 \frac{1}{2g} = \left(\frac{9}{0.6 \times 0.9 \times 4.73}\right)^2 \frac{1}{2g} = 0.64 \text{ m.}$$

Compuerta de Limpia.- Le doy igual ancho que al canal de limpia , o sea 1.00 m. y una altura de 2.20. Esta altura se da por razones prácticas pero no se abre toda y así calcularé la abertura para desalojar 1 m^3. en estiaje y 2 en máximas. En ambos casos funciona como orificio de fondo con una carga de $h = d - b$, siendo d el tirante de agua dentro de la cámara y b la abertura de la compuerta. En máximas tendré: $d = 5.0 - 0.64 = 4.36$ m.

luego: $h = 4.36 - b$

como $Q = 2\ m^3/seg.$

Aplicando la fórmula para orificios:

$$2 = 0.65 \times 1 \times b \sqrt{2g\ (4.36-b)}$$

$$\underline{b = 0.35 \text{ m.}}$$

En época de estiaje:

$d = 3.0 - 0.5 = 2.5$ m.

$h = 2.5 - b$

$Q = 1.0\ m^3/seg.$

Reemplazando en la fórmula:

$$1 - 0.65\ b \sqrt{2g\ (2.5 - b)}$$

$$\underline{b - 0.23 \text{ m.}}$$

Cálculo de las compuertas de toma.- Se calculan para el caso más desfavorable o sea en estiaje captar los 7 m^3/seg. Por las dimensiones que le he dado siempre trabajará como orificio, y como el fondo del colchón está a 1.30 bajo él, considero caida libre.

Tenemos:

$$Q = c\ A \sqrt{2gh}$$

Donde se conoce:

$Q = 7\ m^3/seg.$

$A = b \times 1 = 0.90 \times 1$

$h = d - (1.3 + b/2) = 2.50 - 1.75 = 0.75$

$c = 0.60$

Remplazando:

$$7 = 0.6 \times 0.9 \times 1 \sqrt{2g\ 0.75}$$

$\underline{1 = 3.40}$ m.

Que da dos compuertas de 0.90 x 1.70. Se colocará 3 de 0.90 x 1.70 para en caso de avería en una las otras dos trabajen satisfactoriamente.

Al trabajar las tres compuertas simultaneamente, no estarán abiertas totalmente, sino que:

En estiaje; para captar los 7 m^3/seg.

$$Q = c\ A \sqrt{2gh}$$

Siendo:

$Q = 7\ m^3/seg.$

$c = 0.60$

$A = b \times (3 \times 1.70) = 5.1\ b$

$h = 2.5 - (1.3 + b/2) = 1.2 - b/2$

$$7 = 0.6 \times 5.1\ b \sqrt{2g\ (1.2 - b/2}$$

$\underline{b = 0.53\ m.}$

Las compuertas solo se abrirán hasta una altura de 0.53 m.

Pero como en esta época normalmente solo se capta para nuestro caso, $Q = 3\ m^3/seg.$

$$3 = 0.6 \times 5.1 \times b \sqrt{2g\ (1.20 - b/2}$$

$\underline{b = 0.21\ m.}$

O sea que sólo se abrirán a 0.21 m.

En máximas: captando 7 m^3/seg.

$Q = 7\ m^3/seg.$

$c = 0.60$

$A = 5.16$

$h = 4.36 - (1.3 + b/2) = 3.06 - b/2$

Remplazando:

$$7 = 0.6 \times 5.1\ b \sqrt{2g(3.06 - b/2)}$$

$$b = 0.31 \text{ m.}$$

Por tanto en esta época las compuertas sólo se abrirán hasta 0.31 m. de altura.

De esta misma forma se calcula para todas las épocas del año y se confeccionan tablas de doble entrada: Tirante del Río por un lado; Caudal por Captar, por otro; obteniéndose la altura a que deben abrirse las compuertas. Estas tablas son las que usa el tomero para regular la captación.

Dimenciones de la Cámara de Carga.- La Cámara tendrá una altura igual a la de los muros de contensión o sea 6.50 m. El largo lo determina el muro de compuertas. Como las compuertas tienen un ancho total de 5.10 m. y están separadas por dos pilares de 1.00 m. de ancho cada uno; el ancho del muro será 5.10 + 2x1.00 = 7.10 m. El largo de la Cámara será 7.10m. más una contracurva de recuperación aguas arriba.

De ancho le daré 2.00 m. a fin de alejar un poco las compuertas de la pantalla frontal y evitar asi la influencia de la velocidad de captación sobre el orificio de la pantalla.

El fondo de la Cámara sólo tiene un metro de ancho, lo que determina que la parte inferior de las paredes de la Cámara tengan un talud de 1 : 2.6 que a su vez facilita la eliminación de los sedimentos hacia el canal de limpia. Este fondo presenta tambbién una fuerte pendiente hacia la compuerta de limpia.

El canal de limpia, de un metro de ancho, tiene la pendiente del río, S = 0.015, y una longitud igual a la del colchón.

Cálculo del Salto Hidráulico que se produce después de la captación

Si el fondo del colchón lo hago a la misma altura del fondo de la Cámara de Carga la altura de caída será :

$$h = 4.36 - d_1$$

Asumiendo $d_1 = 0.108$ m.

$$h = 4.36 - 0.108 = 4.252 \text{ m.}$$

La velocidad v_1 en el punto de caída será:

$$v_1 = (2g \times 4.252)^{1/2} = 9.1 \text{ m/seg.}$$

El tirante será:

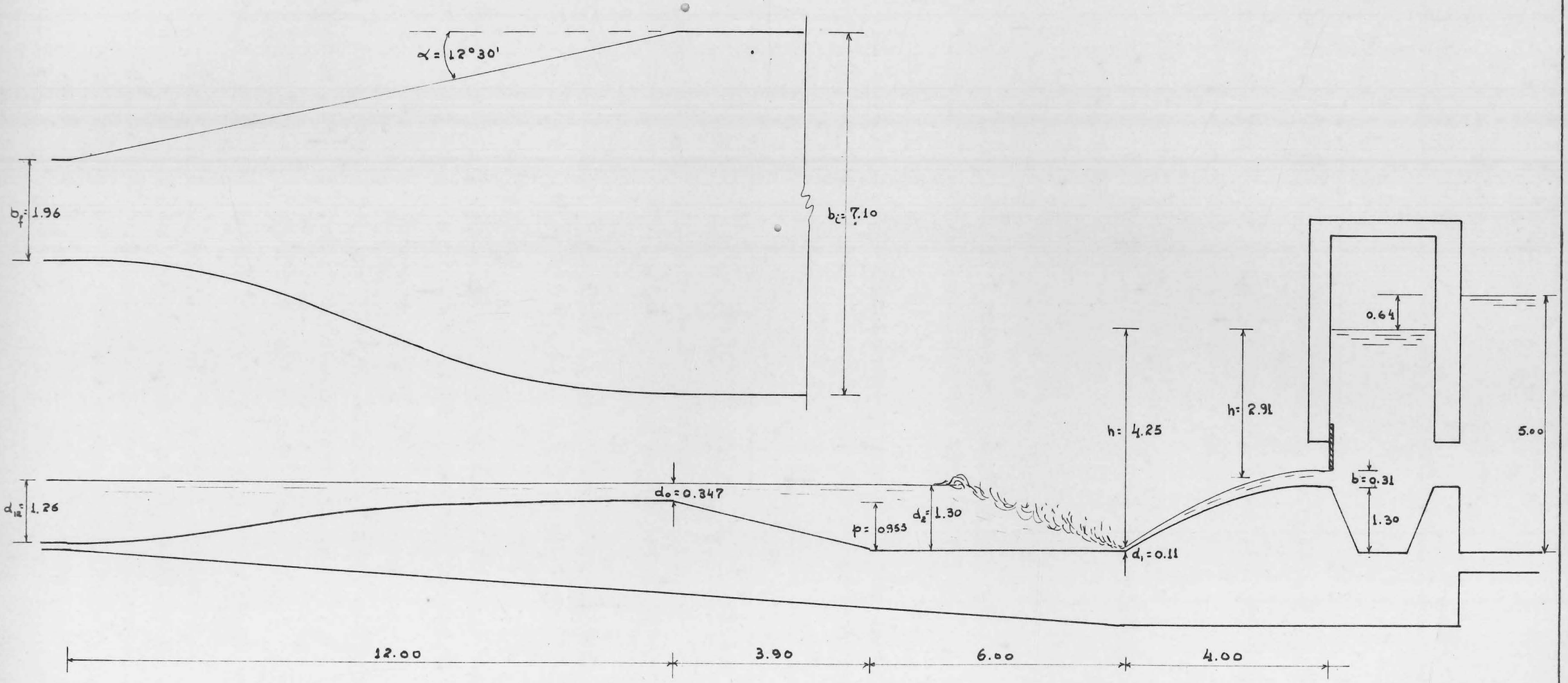
$$d_1' = \frac{Q}{L\ v_1} = \frac{7}{7.1 \times 9.1} = 0.108 = d_1$$

Valor confirmado.

TRANSICION PARABOLICA

SALTO HIDRAULICO DE CAPTACION

Escala 1:100



S. Stucchi E.

El tirante conjugado será:

$$d_2 = -\frac{0.108}{2} + \sqrt{\frac{(0.108)^2}{4} + \frac{2(9.1)^2\ 0.108}{9.8}} = -0.054 + 1.354 = 1.30 \text{ mt.}$$

Trazo de la curva de caída.- La máxima velocidad con que sale el agua por la compuerta será en máxima s y valdrá:

$$v = 0.95\sqrt{2g\ 2.91} = 7.2 \text{ m/seg.}$$

Con esta velocidad al llegar al piso del colchón habrá recorrido una distancia:

$$x = \sqrt{\frac{y\ v^2}{4.9}} = \sqrt{\frac{1.41 \times (7.2)^2}{4.9}} = 3.86 \text{ mt.}$$

Para evitar vacíos haré que caiga a $x = 4$ mt.

La ecuación de la parábola del perfil será:

$$y = 0.091\ x^2$$

Si hacemos el eje horizóntal x que pase por umbral de compuerta y eje vertical y que coincida con eje de compuertas tendremos:

x	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
y	0	0.023	0.09	0.205	0.365	0.57	0.82	1.12	1.30

Longitud total del salto.- Consta de tres secciones:

a) Longitud de caída. Del trazo de la curva de caída obtengo:

$$l_1 = 4.0 \text{ mt.}$$

b) Longitud de colchón. Aplicando el criterio de Lindquist:

$$l_2 = 5\ (d_2 - d_1) = 5\ (1.30 - 0.11) = 5.95 \text{ mt.}$$

Usaré $l_2 = 6.00$ mt.

c) Longitud de recuperación. Si en la transición trabajo con una velocidad $v = 2.85$ mt/seg, el tirante al comenzar ésta será:

$$d_o = \frac{Q}{Lxv} = \frac{7}{7.1x2.84} = 0.347 \text{ mt.}$$

La altura a recuperar será $p = d_2 - d_o = 1.30 - 0.347 = 0.953$ mt. Dando pendiente 1:4, la longitud de recuperación es:

$$l_3 = 4p = 4 \times 0.953 = 3.81 = 3.90 \text{ mt.}$$

Y la longitud total del salto: $L = 4 + 6.00 + 3.90 = \underline{13.90 \text{ mt.}}$

Transiciones de entrada al canal .- Se presenta primero una transición de paso a un pequeño canal rectangular de 5 mt. y de este se pasa por medio de una segunda transición al canal Trapezoidal.

Antes de entrar a calcular estas transiciones, necesito calcular el canal de derivación pues necesito datos de este ca

nal.

Cálculo del canal de derivación.- Este canal esta en ladera de roca fisurada y por tanto le daré un talud de ½ : 1. Como debe arrastrar todo el sedimento que pase hasta el desarenador, según Etcheverry, su velocidad debe ser alrededor de 3 m/seg.

Luego tengo $Q = 7\ m^3/seg.$
$v = 3\ m/seg.$
$t = ½ : 1$
$n = 0.015$ (canal revestido en concreto)

Necesito la pendiente.- Para tener una sección económica hago b = d. Aplicando la fórmula:

$$m = \sqrt{\frac{b}{d} + t} = \sqrt{1+0.5} = 1.22\ m.$$

Reemplazando en

$$\beta = \sqrt{\frac{m}{m^2 - t + 2\sqrt{1+t^2}}} = \sqrt{\frac{1.22}{1.5 - 0.5 + 2\sqrt{1.25}}} = 0.615$$

De la fórmula

$$v = \beta \sqrt{Q^{½} \left[\frac{S^{½}}{n}\right]^{3/2}}$$

Despejo S y tengo

$$S^{3/4} = \frac{v^2\ n^{3/2}}{Q^{½}\ B^2}$$

Reemplazando

$$S^{3/4} = \frac{3^2 (0.015)^{3/2}}{7^{½} (0.615)^2}$$

$$S = 0.00422$$

Usaré la pendiente S = 0.004 que me da la velocidad:

$$v = 0.615 \sqrt{7^{½} \left[\frac{(0.004)^{½}}{0.015}\right]^{3/2}} = 2.95\ m/seg.$$

Las demás medidas serán:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{7}{2.95} = 2.37\ m^2$$

$$b = d = \frac{1}{m}\sqrt{A} = \frac{1}{1.22}\sqrt{2.37} = 1.26\ m.$$

$$f = \frac{1}{3}\ d = 0.40\ m.$$

$d + f = 1.66$ m.

$B = b + 2t(d + f) = 1.26 + 2x0.5\ (1.66 = 2.92$ m.

$P = b + 2d\sqrt{1+t^2} = 1.26 + 2x1.26\sqrt{1x0.25}$

$P = 4.06$ m.

$R = \frac{A}{P} = \frac{2.37}{4.06} = 0.582$ m.

$2R = 1.164 < d = 1.26$

Cálculo del canal rectangular.- Este canal va ha tener una longitud de 5 m. y solo servirá para enlazar las dos transiciones. Su pendiente será la misma del canal de derivación, así como el mismo tirante. Para esto hago $m = 1.24$

Tengo como datos:

$Q = 7\ m^3/seg.$

$S = 0.004$

$n = 0.015$

$t =$ vertical .

$\beta = \sqrt{\frac{1.24}{(1.24)^2 + 2}} = 0.591$

Por proporciones:

$v = 2.95 \times \frac{0.591}{0.615} = 2.84$ m/seg.

$A = \frac{7}{2.84} = 2.46\ m^2$

$d = \frac{1}{1.24}\sqrt{2.46} = 1.26$ m.

$b = B = \frac{A}{d} = \frac{2.46}{1.26} = 1.96$ m.

$P = b + 2d = 1.96 + 2 \times 1.26 = 4.48$ m.

$R = \frac{A}{p} = \frac{2.46}{4.48} = 0.55$ m.

$2R = 1.10 < d = 1.26$

Cálculo de la transición Parabólica.- La longitud de esta transición la da la fórmula

$$L = \frac{1}{2}\ \frac{(b_1 - b_f)}{tg\alpha}$$

donde; b_i = ancho del cauce al comenzar la transición, y según cálculos anteriores es $b_i = 7.1$ m.

b_f = ancho al terminar la transición, o sea ancho del canal rectangular $b_f = 1.96$ m.

α = angulo de desviación, que según el Bureán of Reclamation Servia no debe ser mayor de 12° 30'

Reemplazando valores tenemos:

$$L = \frac{1}{2} \frac{(7.10 - 1.96)}{\text{tg } 12° 30'} = 11.60 \text{ m.}$$

Usaré $L = 12.00$ m.

Esta transición es parabólica y los distintos anchos se calculan con las fórmulas:

$$B = b_i - \frac{2(b_i - b_f)\, x^2}{n^2} \quad (1)$$

$$B = b_f + \frac{2(b_i - b_f)\, x^2}{n^2} \quad (2)$$

En donde B = ancho en un punto dado

b_i y b_f ya conocidos

n = número total de divisiones que se hacen a lo largo de la transición y cuyos anchos se van a obtener.

x = número de las divisiones tomadas en cada caso.

El cálculo se hace partiendo de cada extremo hacia el centro para eso son dos fórmulas. La 1 cuando se comienza en el lado mas ancho. La 2 para el otro extremo.

Si hacemos 12 divisiones de 1 metro.

$$(1) \quad B_x = 7.1 - \frac{2(7.1 - 1.96)x^2}{12^2} = 7.1 - 0.0713\, x^2$$

$$(2) \quad B_x = 1.96 + 0.0713\, x^2$$

Como la velocidad se mantendrá constante, al disminuir la sección tendrá que aumentar el tirante, por lo que para cada división se calculará también su tirante. Estos valores nos dan la forma del fondo.

Así tendremos:

$$d_x = \frac{Q}{v \times B_x} = \frac{7}{2.84 \times B_x} = \frac{2.46}{B_x}$$

Haré un cuadro con los valores de B_x y d_x para todas las divisiones.-

Sección				ancho B	Tirante d.
0		$B_0 = 7.1 - 0.0$	=	7.100	0.347
1	(1)	$B_1 = 7.1 - 0.071$	=	7.029	0.350
2		$B_2 = 7.1 - 0.285$	=	6.715	0.366
3		$B_3 = 7.1 - 0.541$	=	6.459	0.381
4		$B_4 = 7.1 - 1.140$	=	5.960	0.413
5		$B_5 = 7.1 - 1.780$	=	5.320	0.463
6		$B_6 = 7.1 - 2.570$	=	4.530	0.543
6	(2)	$B_6 = 1.96 + 2.570$	=	4.530	0.543
7		$B_7 = 1.96 + 1.780$	=	3.740	0.659
8		$B_8 = 1.96 + 1.140$	=	3.100	0.794
9		$B_9 = 1.96 + 0.641$	=	2.601	0.946
10		$B_{10} = 1.96 + 0.285$	=	2.245	1.098
11		$B_{11} = 1.96 + 0.071$	=	2.031	1.211
12		$B_{12} = 1.96 + 0.0$	=	1.960	1.260

Transición del canal rectangular al trapezoidal.- La longitud de esta transición la calculo con:

$$L = 2.5\ (B_f - B_i)$$

Donde $B_f = 2.92$ m.

$B_i = 1.96$ m.

$L = 2.5\ (2.92 - 1.96) = 2.40$

Usaré $L = 2.50$ m.

Esta transición se hace uniendo los puntos de igual altura de las paredes de los dos canales. No necesita por tanto mayor imformación.

Cálculo de los muros de sostenimiento.- Antes de proceder a su dimensionamiento calcularé la profundidad de socavación para ver que altura daré a los cimientos.

La profundidad de socavación la calculo con la fórmula:

$$x = 1.25\ h\left(0.6 - \frac{v'}{V}\right)$$

donde x = profundidad de socavación
h = tirante del río
v' = velocidad de socavación
V = velocidad superficial

Para el caso de la máxima maximorun tenemos:

$h = 1.78$ m.

$v' = 2$ m/seg. (cascajo grueso)

$V = 1.25\ V_m = 1.25 \times 4.86 = 6.1$ m/seg.

Reemplazando

$$x = 1.25 \times 1.78 \left(0.6 - \frac{2.0}{6.1}\right) = 0.60 \text{ m.}$$

Si trabajo con 1.5 de profundidad tengo buena seguridad.

Longitud de los muros de sostenimiento.- Para determinar su longitud habrá que fijar la longitud de toda la estructura en si:

Agua arriba; Canal de encauzamiento.- Según la regla práctica que dice que este canal debe tener agua arriba una longitud igual a dos veces el ancho total del muro de compuertas de toma, le daré a éste una longitud de 15 m. De esto deduzco que aguas arriba los muros de sostenimiento deben tener: el que está en la ribera opuesta a la toma, una longitud de 30 m. a partir del barraje y el que esta en la misma ribera una longitud de 23 pero a partir de el muro de compuertas.

Despues de este muro viene una transición para pasar al muro de encauzamiento que es inclinado en el talud del río 1½ :1. Si a esta transición le doy un ángulo de desviación de $= 6°$, tendre:

$$L = \frac{1}{2}\frac{(B_i - B_f)}{t_g \alpha}$$

donde $B_i = b + 2td = 40 + 2 \times 1.5 \times 1.78 = 40 + 5.33$

$B_f = b = 40$ m.

$\alpha = 6°$

$$L = \frac{1}{2}\frac{(40 + 5.33 - 40)}{t_g\ 6°} = 25.0 \text{ m.}$$

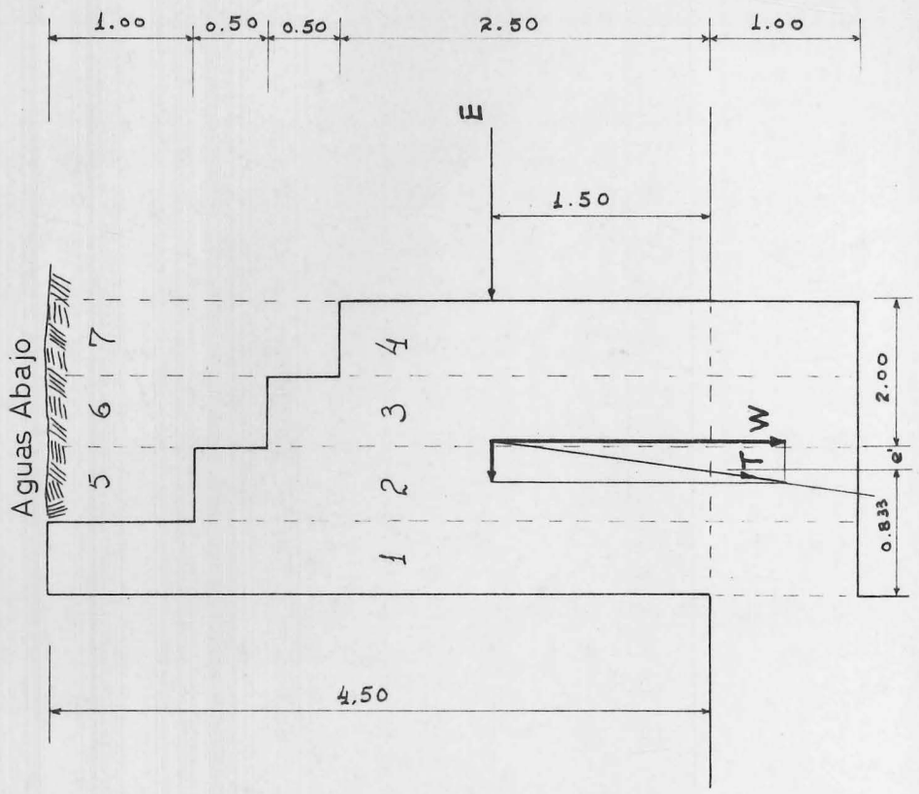
Agua Abajo.- El muro de sostenimiento tendrá la misma longitud del barraje o sea 32 m. A continuación vendrá la transición de igual longitud 25 m. y luego el muro de encauzamiento.

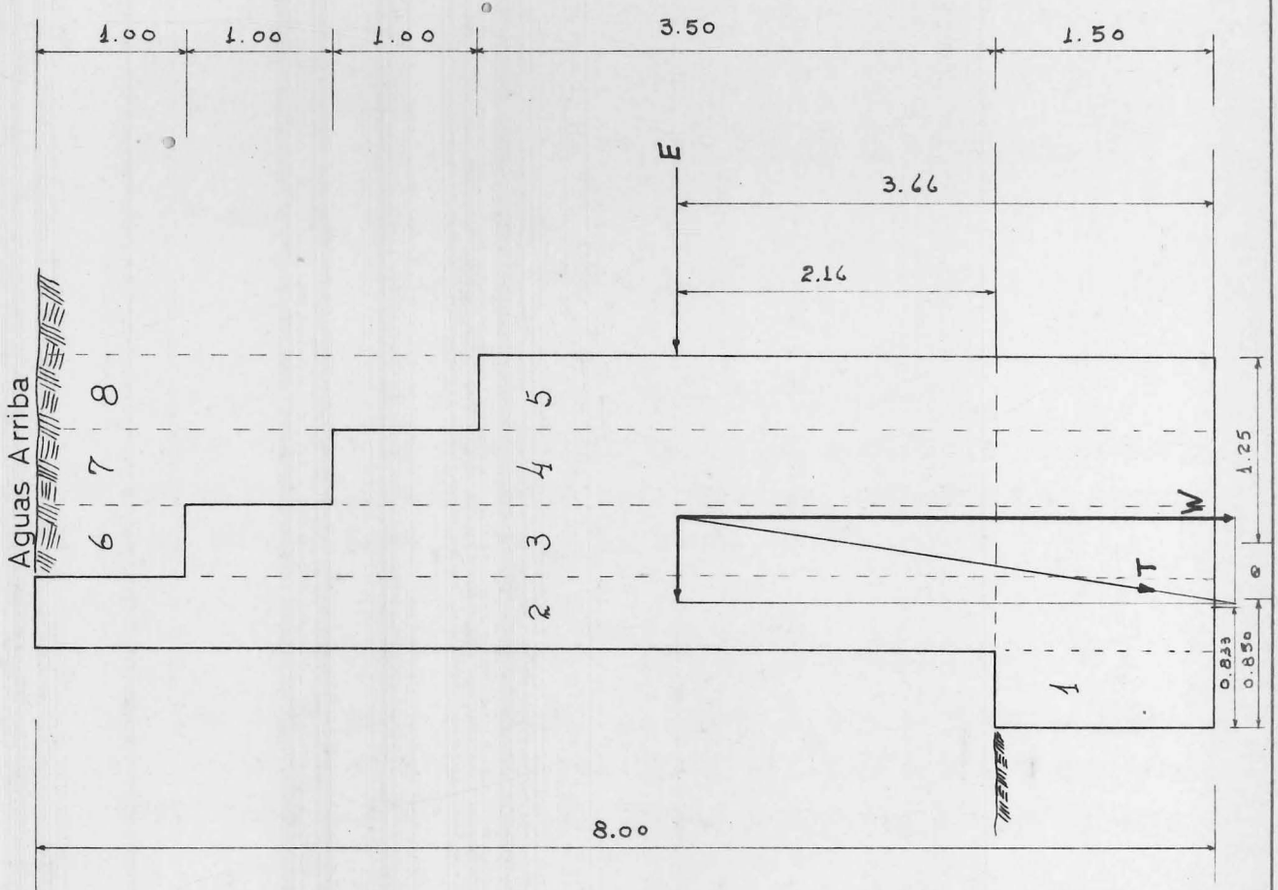
Verificación del perfil de muro elegido.- Después de unos tanteos elegí el perfil que presento en la lámina N° 13 y que paso a verificar:

Cálculo de su peso, para el efecto los dividimos en secciones rectangulares (ver lámina), al mismo tiempo calcularé el punto de aplicación del peso total, incluyendo la tierra que descansa sobre él.

VERIFICACION DE LOS MUROS DE CONTENSION

Escala 1:50





S. Stucchi E

Secciones			Pesos	d a A	Momentos
1	0.5 x 1.5 x 2400	=	1800 Kg.	0.25	450
2	0.5 x 8.0 x 2400	=	9600 "	0.75	7,200
3	0.5 x 7.0 x 2400	=	8400 "	1.25	10,500
4	0.5 x 6.0 x 2400	=	7200 "	1.75	12,600
5	0.5 x 5.0 x 2400	=	6000 "	2.25	13,500
6	0.5 x 1.0 x 1600	=	800 "	1.25	1,000
7	0.5 x 2.0 x 1600	=	1600 "	1.75	2,800
8	0.5 x 3.0 x 1600	=	2400 "	2.25	5,400
		W =	37800 "	1.415	53,450

Fuerzas horizontales, la única que se considera es el empuje de tierras. Es el caso más desfavorable.

Aplicando:

$$E = \frac{1}{2} w h^2 c$$

donde: E = empuje horizontal de tierra.
w = peso de la tierra.
h = altura libre del muro.
c constante que para el ángulo de reposo $\theta = 45°$ vale 0.19.

Remplazando:

$$E = \frac{1}{2} 1600 (6.5)^2 \times 0.17 = 5{,}740 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$d = \frac{h}{3} = \frac{6.5}{3} = 2.167 \text{ m.}$$

a la base será:

$$d' = 1.5 + 2.167 = 3.667 \text{ m.}$$

Calculamos ahora el punto de aplicación de la resultante T de estas dos fuerzas. Para esto tomamos momentos con respecto al punto en que ésta corta a la base.

$$W x = E d$$

$$x = \frac{E d}{W} = \frac{5740 \times 3.667}{37{,}800} = 0.558 \text{ m.}$$

Su distancia al punto A, será: 1.415 - 0.558 = 0.857 m

Como el tercio central queda a 2.5/3 = 0.833 m., vemos que la resultante cae dentro del tercio central y no habrá tracciones.

La exentricidad es: c = 1.25 - 0.857 = 0.393 m.

Cálculo de las presiones, aplicando:

$$p = \frac{W}{ab} \left(1 \pm \frac{6 e}{b}\right) = \frac{37800}{100 \times 250} \left(1 \pm \frac{6 \times 39.3}{250}\right)$$

$$p' = \pm 2.94 \text{ Kg/cm}^2.$$
$$p'' = \pm 0.088 \text{ Kg/cm}^2.$$

que están dentro de lo que resiste el terreno que es 6 Kg/cm^2.

Verificación al volteo.-

Coeficiente de seguridad:

$$C_v = \frac{\text{Momento de estabilidad.}}{\text{Momento de volteo.}}$$

$$C_v = \frac{53,450}{5,740 \times 3.667} = 2.54$$

Verificación al deslizamiento.-

Coeficiente de seguridad:

$$C_d = \frac{\text{Fuerzas verticales por coeficiente de fricción}}{\text{Suma de fuerzas horizontales}}$$

Siendo f = 0.60 (concreto sobre grava)

$$C_d = \frac{37800 \times 0.60}{5740} = 3.95$$

Verificación de la sección ED.- Su peso será igual al peso total menos el peso del cimiento.

		d a E'	Momento
Peso total	W = 37,800	1.415	53,450
Cimiento	2.5x1.5x2400 = 9,000	1.25	11,250
	W' = 28,800	1.465	42,200

Empuje es el mismo que actúa a una altura de la sección, de 2.167

Distancia de resultante total es:

$$x = \frac{5740 \times 2.167}{28800} = 0.431 \text{ m.}$$

Distancia al punto E'

1.465 - 0.431 = 1.034 m. (fuera del tercio central).

Excentricidad

$$e = (\frac{b}{2} \pm 0.5) - 1.034 = 0.466 \text{ m.}$$

Presiones:

$$p = \frac{28800}{100 \times 200} (1 \pm \frac{6 \times 0.466}{200})$$

$$p' = \pm 3.45 \text{ Kg/cm}^2.$$
$$p'' = - 0.58 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se presenta una tracción muy pequeña que está dentro de lo que admite el concreto.

El mismo muro aguas abajo será de menores dimensiones. He elegido el perfil de la lámina Nº 13 que como se ve tiene una altura libre sobre el fondo del solado de 4.5 m., suficiente, y un cimiento de 1 m. de profundidad que va unido monolíticamente con el solado.

Verificación de la sección A B.- Calcularé el peso del muro mas

el relleno que descansa sobre él.

Secciones		Peso	distancia a A	Momentos
1	0.5 x 4.5 x 2400 =	5,400	0.25	2,700
2	0.5 x 3.5 x 2400 =	4,200	0.75	3,150
3	0.5 x 3.0 x 2400 =	3,600	1.25	4,500
4	0.5 x 2.5 x 2400 =	3,000	1.75	5,250
5	0.5 x 1.0 x 1600 =	800	0.75	600
6	0.5 x 1.5 x 1600 =	1,200	1.25	1,600
7	0.5 x 2.0 x 1600 =	1,600	1,75	2,800
	W =	19,800	1.04	20,600

Empuje.-

$$E = \frac{1}{2} w h^2 C = \frac{1}{2} \times 1600 \times (4.5)^2 \times 0.17 = 2750 \text{ Kg}$$

$$d = \frac{h}{3} = \frac{4.5}{3} = 1.5 \text{ m.}$$

Resultante.-

$$x = \frac{2750 \times 1.5}{19,800} = 0.21 \text{ m.}$$

Al punto A.-

1.04 - 0.21 = 0.83 m. (dentro del tercio central).

La excentricidad.-

$$e = 1.00 - 0.83 = 0.17 \text{ m.}$$

Los esfuerzos.-

$$p = \frac{1.9800}{100 \times 200} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.17}{200}\right) = 0.99 \ (1 \pm 0.51)$$

$$p' = + 1.49 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$p'' = + 0.48 \text{ Kg/cm}^2.$$

Verificación al volteo.-

$$C_v = \frac{20600}{2750 \times 1.5} = 5.0$$

Verificar el deslizamiento es innecesario por su monolitismo con el solado.

Muros de En cauzamiento.- Estos muros los pongo con el objeto de mantener invariable el cauce del río en las proximidades de la bocatoma. Tendrán una longitud de 100 m. en ambos extremos y serán de rocas de un espesor de 0.40 m. unidas con mortero 1 : 5. Descansarán sobre un cimiento de concreto ciclópeo de 1.00 m. de profundidad por 0.60 m. de ancho.

Para el efecto del cálculo considero el enrocado como una sobrecarga, La altura correspondiente a material de relleno será:

$$h' = 0.40 \sqrt{2} \frac{2400}{1600} = 0.85 \text{ m.}$$

Cálculo del empuje.- Tenemos el caso de un relleno cuya superficie es inclinada en un ángulo = 33°40', o sea talud 1½ : 1, que es el talud del río.

Por tener sobrecarga la fórmula es:

$$E = \frac{1}{2} w h (h + 2h') c$$

donde:

h = 1.0 m. = profundidad del cimiento.

h'= 0.85 m.= altura equivalente de la sobrecarga.

c = coeficiente que para $x = 33° 40'$, $\theta = 45°$ } c = 0.26

Remplazando:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 1.0 (1.0 + 2 \times 0.85)\ 0.26 = 560 \text{ Kg.}$$

Esta fuerza sigue la dirección x con la horizontal y su punto de aplicación en la pared interior del muro está a:

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{1.0 + 3 \times 0.85}{1.0 + 2 \times 0.85} \times \frac{1.0}{3} = 0.438 \text{ m.}$$

Descomponiendo este empuje tendremos:

$E_V = E \text{ sen.} = 560 \times \text{sen } 33°40' = 310$ Kg. a 0.600 m. de A.

$E_H = E \cos = 560 \times \cos 33°40' = 465$ Kg. a 0.438 m. de A.

Peso del cimiento.-

P = 1.00 x 0.6 x 2400 = 1440 Kg.

d = 0.30 m. de A.

Resultante total.-

Tomando mts. con respecto a su punto de aplicación.

$$P x + E_V (x + 0.3) - E_H \times 0.438 = 0$$

$$1440 x + 310 (x + 0.3) - 465 \times 0.438 = 0$$

$$x (1440 + 310) + 93 - 204 = 0$$

$$x = \frac{204 - 93}{1440 + 310} = 0.0635 \text{ m.}$$

distará de A:

0.30 - 0.063 = 0.237 m. (dentro del tercio central)

Esfuerzos: c = 0.30 - 0.237 0.063 m.

$$p = \frac{F_V}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{1750}{100 \times 60} \left(1 \pm \frac{6 \times 6.3}{60}\right)$$

$p' = \pm 0.47$ Kg/cm^2.

$p'' = \pm 0.11$ Kg/cm^2

Verificación al volteo.-

$$C_V = \frac{F_V d_V}{F_H d_H} = \frac{1440 \times 0.3 + 310 \times 0.60}{465 \times 0.438} = 3.0$$

Verificación al deslizamiento.-

$$c_d = \frac{F_V\, f}{F_H} = \frac{(1440 + 310)\ 0.6}{465} = 2.3$$

Cálculo del pilar central de las compuertas de fondo.- Despues de varios tanteos elegí el perfil de la lámina N° 14.

Debido a que este pilar va unido monolíticamente al solado del colchón no necesita verificación al volteo y menos al de deslizamiento, solo se verificará los esfuerzos a fin de evitar tracciones.

Cálculo de las fuerzas horizontales, el caso más desfavorable sería del presentarse la avenida máxima maximorum (370 m^3/seg.) y esten las compuertas cerradas. En tal caso, como hemos visto al comienzo, tendremos una carga de 5.70 m.

Las fuerzas horizontales que soportará el pilar serán la que le transmiten las compuertas más la que ejerce el agua directamente sobre él.

1°.- Acción de las compuertas F_1. Será la presión del agua por la mitad de su ancho y por dos que son las compuertas que se apoyan en el pilar.

Presión:

$$E_1 = \frac{1}{2}\, w\, h_1(h + 2h') = \frac{1}{2} \times 1000 \times 3(3+2x2.7) = 12600 Kg/ml$$

$$F_1 = 2 \times 1.5 \times 12{,}600 = 37{,}800 \text{ Kg.}$$

Aplicada a una altura:

$$d_1 = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \times \frac{h}{3} = \frac{3 + 3 \times 2.7}{3 + 2 \times 2.7} \times \frac{3}{3} = 1.32 \text{ m.}$$

2°.- Presión directa del agua:

$$E_2 = \frac{1}{2}\, w\, h_2^2 = \frac{1}{2} \times 1000 \times (5.7)^2 = 16{,}250 \text{ Kg/ml.}$$

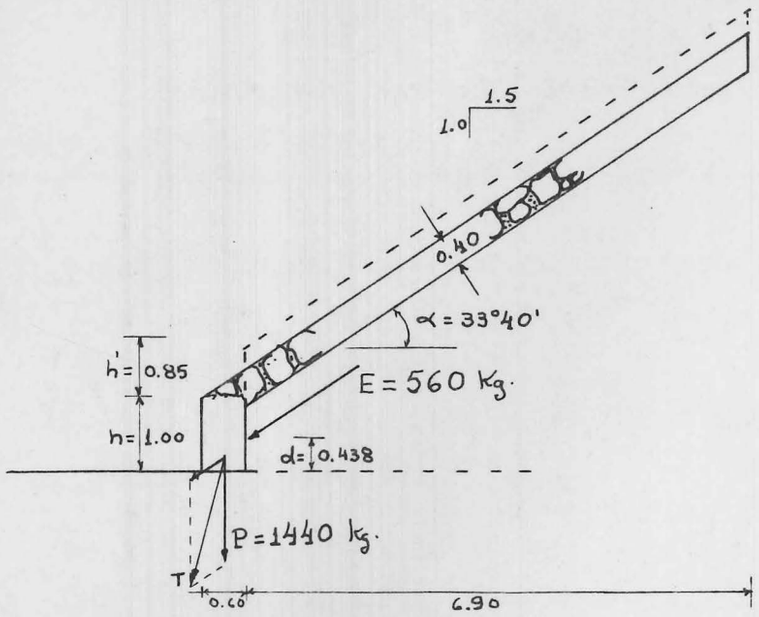
$$F_2 = 1.5 \times 16{,}250 = 24{,}400 \text{ Kg.}$$

Aplicada a:

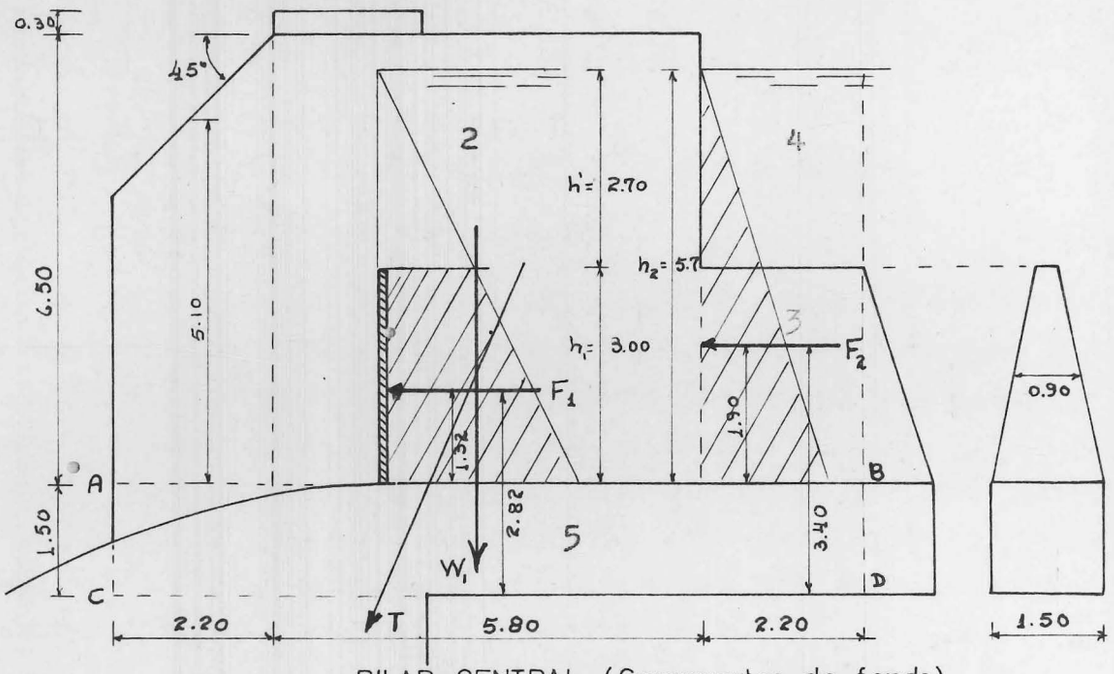
$$d_2 = \frac{h_2}{3} = \frac{5.7}{3} = 1.9 \text{ m.}$$

Peso propio del pilar,-considerando la parte superior para verificar la sección AB. Teniendo en cuenta que está casi integramente sumergido en agua su densidad será 2400 - 1000 = 1400 Kg/m^3.

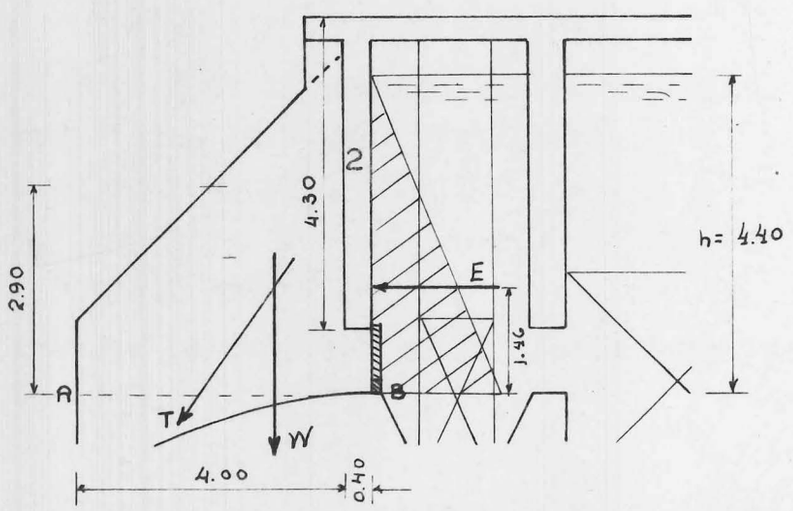
Sección			Peso	d a A	Momentos
1	1.5 x 2.20 x 5.1 x 1,400	=	23,600	1.10	25,960
2	1.5 x 5.80 x 6.2 x 1,400	=	75,500	5.10	385,000
3	0.9 x 2.20 x 3.0 x 1,400	=	8,330	9.10	76,000
4(ag.)	1.5 x 2.20 x 3.0 x 1,000	=	9,000	9.10	81,900
		W =	116.430	4.88	568.860



MURO DE ENCAUZAMIENTO



PILAR CENTRAL (Compuertas de fondo)



PILAR CENTRAL (Compuertas de toma)

S. Stucchi E.

Resultante total, tomando momentos con respecto a su punto de aplicación:

$$W\,x - F_1\,d_1 - F_2\,d_2 = 0$$

$$116{,}430 - 37{,}800 \times 1.32 - 24{,}400 \times 1.90 = 0$$

$$x = \frac{49{,}900 + 46{,}300}{116{,}430} = 0.83 \text{ m.}$$

De A distará

$4.88 - 0.83 = 4.05$ m. (que cae dentro del tercio central)

Verificación en la sección CD.-

Sección	Peso	d a B	Momentos
Pilar	116,430	4.88	568,860
Cimiento : 1.5 x 1.5 x 10.2 x 1400 =	32,100	5.10	164,000
	W_1= 148,530	4.94	732,860

Resultante total, tomando momentos:

$$148{,}530\,x - 37{,}800 \times 2.82 - 24{,}400 \times 3.40 = 0$$

$$x = \frac{106{,}500 + 83{,}000}{148{,}530} = 1.27 \text{ m.}$$

De B distará $4.94 - 1.27 = 3.67$ m. también dentro del tercio central que está a $10.2 : 3 = 3.40$ m. de B. Esto nos indica que bajo el extremo D del pilar no se producirá tracciones y por tanto no tenderá a levantarse del terreno.

Pilares de las compuertas de toma.- Elegido el perfil que presento en la lámina N° 14, veremos que solo cabe verificar la sección AB, pues debido a la gran masa que tiene por cimiento no cabe verificación ni al volteo, mi al deslizamiento.

El peor caso se presentará cuando se produzca la máxima avenida y estén cerradas las compuertas de toma.

Tengo sobre la sección AB una carga de 4.2 m. de agua que produce una presión:

$$E = \frac{1}{2}\,w\,h^2 = \frac{1}{2}\,1000\,(4.4)^2 = 9700 \text{ Kg/ml.}$$

Como el pilar soporta la presión que le trasmiten las losas verticales, a cada lado, la fuerza total será:

$$F = (2 \times 0.85 + 1.00)\,9700 = 26{,}100 \text{ Kg.}$$

Aplicado a:

$$d = \frac{4.4}{3} = 1.46 \text{ m.}$$

Fuerzas verticales, tenemos el peso del pilar más la losa vertical que se apoya en él.

Sección		Peso	d	Momentos
1	2.9 x 3.60 x 1.00 x 2400 =	25,050	2.20	55,000
2	4.3 x 0.40 x 2.70 x 2400 =	11,100	3.80	42,300
	W =	36,150	2.70	97,300

Resultante: tomando momento con respecto a su punto de aplicación

$$36{,}150\ x - 26{,}100 \times 1.46 = 0$$

$$x = \frac{26{,}100 \times 1.46}{36{,}150} = 1.05 \text{ m}$$

Dista de A: 2.70 - 1.05 = 1.65 m. cae dentro del ter - cio central que dista de A: 4 :3 = 1.33 m.

Cálculo de Armaduras.-

Cálculo de pantalla frontal, el dintel de la pantalla la calcula mos como una viga de 0.60 m. de peralte, sobre la que descansa to da la parte superior de la pantalla. Su cálculo es:

peso propio	4.3 x 0.5 x 2,400 =	5,150 Kg.
losa	1.0 x 0.3 x 2,400 =	720 "
sobre carga	800 x 1.5 =	1,200 "
	W =	7,070 "

Como en los extremos hay empotramiento perfecto:

$$(+)\ M = \frac{1}{24} w l^2 = \frac{1}{24} \times 7{,}070\ (4.73)^2 = 6{,}650 \text{ Kg. m.}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} \times 7{,}070\ (4.73)^2 = 13{,}300 \text{ " "}$$

$$(+)\ A_S = \frac{M}{fjd} = \frac{665{,}000}{1400 \times 0.867 \times 53} = 10.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\ \phi\ 3/4"$$

$$(-)\ A_S = 2 \times 10.4 = 2.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\ \phi\ 3/4" + 3\ \phi\ 1"$$

Corte.-

El corte total es $V = 0.575\ w\ l$

Remplazando:

$$V = 0.575 \times 7070 \times 4.73 = 19{,}300 \text{ Kg}.$$

Como le pondré barras corrugadas y con gancho, el corte que obseve el concreto será:

$$V_c = v_c\ bjd = 0.03\ f'_c \times 50 \times 0.867 \times 53 = 9{,}650 \text{ Kg.}$$

y el que queda para observarlo con estribos:

$$V_S = V - V_c = 19{,}300 - 9{,}650 = 9{,}650 \text{ Kg.}$$

Si usamos ϕ 3/8", tendrá un espaciamiento de:

$$S = \frac{Q_S\ f_S\ jd}{V_S} = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.867 \times 53}{9{,}650} = 9.45 \text{ cm.}$$

Siendo el espaciamiento máximo:

$$S_{max.} = \frac{d}{4} = \frac{53}{4} = 13.2 \text{ cm.}$$

y la longitud total de estribos:

$$a = \frac{V_S}{w} = \frac{9,650}{7,070} = 1.36 \text{ m.}$$

Pondré el 1er. estribo a 4.5 cm. de la cara del apoyo y luego 15 estribos a 9 cm. de espaciamiento.

Cálculo como losa sometida a la presión del agua.- La máxima carga se produce en máximas cuando el desnivel es de 0.64 m., la presión será 640 Kg/ml. Considerando todo el largo de la pantalla o sea el frente más la curva, de un largo total de 10 m. y perfectamente empotrada en sus extremos, los momentos serán:

$$(+)\ M = \frac{1}{24} w\, 1^2 = \frac{1}{24} (640)\ 10^2 = 2,670 \text{ Kg.-m.}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{12} w\, 1^2 = \frac{1}{12} (640)\ 10^2 = 5,340 \text{ Kg.-m.}$$

y las áreas de acero:

$$(+)\ A_s = \frac{267000}{1400 \times 0.867 \times 45} = 4.9 \text{ cm}^2 = \text{Ø } 5/8\text{" a } 40 \text{ cm.}$$

$$(-)\ A_s = \frac{534000}{1400 \times 0.867 \times 45} = 9.8 \text{ cm}^2 = \text{Ø } 5/8\text{" a } 20 \text{ cm.}$$

Si la calculamos como muro tendrá como área de acero mínimo:

$$A_s = 0.0025 \times 50 \times 100 = 12.5 \text{ cm}^2$$

colocado en dos mallas cuadradas de Ø 5/8" a 30 cm.

Para completar el acero negativo en los extremos se colocará, en la cara exterior, Ø ½" a 30 cm.

Cálculo del muro de compuertas.- Este muro es una losa continua apoyada en los pilares y que soporta la presión del agua. El peor caso será cuando el río traiga el máximo volumen de agua y que las compuertas de toma esten cerradas. La presión máxima se presentará en el dintel de las compuertas y vale.

$$p = wh = 3.3 \times 1000 = 3300 \text{ kg.}$$

Como los apoyos son anchos considero cada tramo de la losa aislado y sus extremos perfectamente empotrados.

Los momentos son:

$$(+)\ M = \frac{1}{24} x l^2 = \frac{1}{24} \times 3300\ (1.7)^2 = 397 \text{ kg.-m}$$

$$(-)\ M = \frac{1}{12} x l^2 = \frac{1}{12} \times 3300\ (1.7)^2 = 794 \text{ kg m}$$

El área de acero:

$$(+)\ A_s = \frac{M}{fjd} = \frac{39700}{1400x0.867 \times 36} = 0.91\ cm^2$$

$$(-)\ A_s = 1.82\ cm^2$$

Pero tenemos que el acero minimo es:

$$A_s = 0.0025\ bh = 0.0025 \times 40 \times 100 = 10\ cm^2$$

Colocado en mallas cuadradas de ø ½ " a 25 cm.

El dintel de las compuertas no lo calculo como viga, debido a su pequeña luz que da areas de acero menores que las obtenidas.

Losa sobre la cámara de carga.- Esta losa la calculo para una sobrecarga de 800 kg. / m^2.

Peso propio 0.30 x 1.00x2400 = 720 kg/ ml.
Sobrecarga = 800 " "
w =1.520 kg./m

Debido a su pequeña luz libre, 2 m., la considero perfectamente empotrada y tenemos:

$$(+)\ M = \frac{1}{24} \times 1520 \times 2^2 = 254\ kg\text{-}m$$

$$(-)\ M = \frac{1}{12} \times 1520 \times 2^2 = 508\ kg\text{-}m$$

$$(+)\ A_s = \frac{25400}{1400x0.867x26} = 0.805\ cm^2$$

$$(-)\ A_s = \frac{508}{1400x0.867x26} = 1.61\ cm^2$$

Pero el acero mínimo es:

$$A_s = 0.0025x30x100 = 7.5\ cm^2$$

Que lo distribuyo en la forma de malla cuadrada en las dos caras, colocando ø ½ " a 34 cm.

Losa sobre las compuertas de fondo.- Siendo del mismo espesor y soportando igual sobrecarga.

Tendremos esto:

$$w = 1520\ kg/ml.$$

Y los momentos serán:

$$(+)\ M = \frac{1}{24}\ 1520 \times 3^2 = 570\ kg\text{-}m$$

$$(-)\ M = \frac{1}{12}\ 1520 \times 3^2 = 1040\ kg\text{-}m$$

$$(+)\ A_s = \frac{57000}{1400x0.867x26} = 1.81\ cm^2$$

$$(-)\ A_s = \frac{104000}{1400x0.867x26} = 3.62\ cm^2$$

Como vemos ésta losa necesita también menos acero que el mínimo y por tanto se usará éste, igual que en caso anterior.

Metrado y Costos de la Bocatoma

Especificaciones	Metrado			Costo	
	Unidad	Parcial	Total	Unitario	Total
Excavación					
Muros de contensión, encauzamiento, etc.	m^3	862.0		S/8.00	
Pilar central en compuertas de fondo y muro entre éstas y el barraja.	"	50.0			
Colchón de agua y solado aguas arriba	"	6000.0			
Captación: Cámara de carga, salto y transición.	"	628.0			
Imprevistos 10%		754.0			
Esponjamiento 25%		2076.0	10370	S/8.00	82960.00
Relleno compensado:					
Muros de contensión	m^3	2300.0			
Imprevistos 10%		230.0			
Compactación 39%		980.0	3510	4.00	14040.00
Enrocado:					
Muros de encauzamien.	m^3	600.0	600	4.00	2400.00
Concreto 1:3:5 (con 40% de piedra)					
Muros de contensión, transiciones y cimiento del encauzamiento.	m^3	2250.0			
Salto: barraje, colchón, pilar central y muro de separación entre barraje y compuertas, solado de canal de fondo		4236.0	6486	260.00	1'686360.00
Van					1'785760.00

Especificaciones	Metrado			Costo	
	Unidad	Parcial	Total	Unitario	Total
Vienen					1'785,760.00
Cáptación: Cámara de carga, canal de limpia, pilares, salto.	m^3	383.0			
Transición.		134.0	517	S/260.00	134,420.00
Concreto 1:2:4 (con 40kg/Fe/m^3)					
Pantalla frontal	m^3	21.3			
Muro de compuertas		12.2			
Losas		15.4	49	800.00	39,200.00
Compuertas					
De fondo (3.0x3.0 m.)		2	2	60,000.00	120,000.00
De captación (0.9x1.7 m.)		3	3	15,000.00	45,000.00
De limpia(2.0x1.0 m.)		1	1	20,000.00	20,000.00
Baranda					
Fierro galvanizado	ml.	120.0	120	60.00	7,200.00
Refuerzos en ventanas					
Platinas de fierro	ml.	35.0	35	5.00	165.00
Casa del tornero	m^2	80.0	80	800.00	64,000.00
TOTAL					S/ 2'215,745.00

Presupuesto.

Gastos directos	S/ 2'215,745.00
Gastos indirectos	665,723.50
	2'881,468.50
Utilidad del contratista 10%	288,146.85
	3'169,615.35
Gastos de control 1% sobre el monto del presupuesto, según R.S. Nº1 de fecha 5-1-55	31,696.15
Total	S/ 3'201,311.50

Son S/ 3'201,311.50

CAPITULO VIII

TRAZO DEL CANAL DE DERIVACION.-

La técnica del trazo de este canal, que es de 1er. orden, se explicó ampliamente en el capítulo VI, por lo que aquí solo expondré lo complementario para nuestro caso.

Así, lo primero será la elección de la sección tipo del canal.

Por ser el terreno abrupto y de roca usaré el talud ½:1 El coeficiente de rugosidad a emplear será n = 0.015 por ser el canal revestido en concreto. Esto lo hago por que va a tener fuerte velocidad y ademas el terreno es roca fisurada que de no ser revestido el canal produciría muchas pérdidas por infiltración.

La fuerte velocidad es para que arrastre todos los sedimentos que logren pasar por la bocatoma hasta el desarenador.

Esta velocidad según recomendación de Etcheverry debe estar al rededor de los 3 m/seg.

Como vemos aquí, lo que nos falta es la pendiente. Con v = 3 m/seg. y los datos anteriores añadidos del gasto Q = $7m^3$/seg, calculamos una pendiente. Hago aquí la aclaración que estos cálculos los ho presentado ya en el capítulo anterior pues eran necesarios para su desarrollo.

Esos cálculos me dan:

S = 0.004
v = 2.95 m/seg.
d = 1.26 m.
b = 1.26 m.
A = 2.37 m^2
P = 4.06 m
R = 0.582 m.

Vemos aquí que se cumple el criterio que recomienda d 2R para canales en media ladera. Su razón de ser es que da menor movimiento de tierras.

Como he dicho este canal, con S = 0.004 es necesario hasta el desarenador donde deja la arena gruesa, siguiendo en el agua los limos que son necesarios en las tierras irrigables. Este material es mucho menos pesado y la pendiente requerida por el canal para producir una velocidad superior a la crítica de sedimentación es mucho menor que la primera.

Se necesita también la altura del tirante de agua pues

como ya se explicó, el trazo de la línea de gradiente se comienza en el punto de intersección del pelo de agua con el terreno.

Como la cota del fondo del canal en la estaca 0+000 es 456.44 m.s. n.m. y el tirante de agua mide 1.26 m., la cota de partida de la línea de gradiente es 456.44 + 1.26 = 457.70 m.s. n. m. A partir de este punto la línea de gradiente desenderá con la pendiente S = 0.004 o sea que cada 20 m. debe descender 20 x 0.004 = 0.08 m.

A continuación presento el registro de esta línea para los primeros metros.

Registro de la línea de gradiente

BM Estacas TP	Vista Atrás	↑	Vista Adelante	Cota	Observaciones
BM(T)	0.313	458.523		458.210	S = 0.004
0+000			0.823	457.700	
0+020			0.903		
0+040			0.983		
0+060			1.063		
0+080			1.143		
0+100			1.223		
0+120			1.303		
0+140			1.383		
0+160			1.463		
0+180			1.543		
0+200			1.623	456.900	
TP	0.617	457.790	1.350	457.173	
0+220			0.970	456.820	
0+240			1.050		
.....			.....		

Terminada la línea de gradiente se hace el ploteo de esta línea y sobre él se estudia el trazado de tangentes determinando los PI. Luego se hace el replanteo y estacado en el terreno de las tangentes y curvas. En el cálculo de éstas se tendrá en cuenta el radio mínimo. Una regla práctica recomienda como mínimo un radio igual a cinco veces el ancho de la superficie del agua. Como nuestro canal tiene un ancho en su superficie de B = 2.52 m. el radio mínimo sería R = 5x2.52 = 12.60 m.

Yo uso Rmín = 25.00 m. para mas comodidad y por así per

mitirlo el terreno.

A continuación presento el registro del trazo de este canal:

Registro del trazo del Canal de Derivación

Km. 0+000 a Km. 2+000

Operador:..... Mayo 1960 Portamiras.....

Estacas	Kilometraje	Cálculos
0	0+000.00	
PI(1)	0+087.72	C_1.- R = 30 m. L = 0.24593x30 = 73.79 m.
- T =	87.72	α = 141° E = 1.9957x30 = 59.87 m.
PC	0+000.00	T = 2.8239x30 = 87.72 m.
+½L_c =	36.895	
E	0+036.895	
+½L_c =	36.895	
PT	0+073.79	
+	6.21	
8	0+080.00	
.....	.....	
12	0+120.00	
PI(2)	0+139.79	C_2.- R = 40 m. T = 0.48773x40 = 19.50
- T	19.50	α = 52° E = 0.11260x40 = 4.50
PC	0+120.29	L = 0.90757x40 = 36.30
+½L_c	18.15	½L_c = 18.15
E	0+138.44	
+½L_c	18.15	
PT	0+156.59	
+	3.41	
16	0+160.00	
.....	.....	
22	0+220.00	
PI(3)	0+236.46	C_3.- R = 100m. T = 0.10069x100 = 10.07
- T	10.07	α = 11°30' E = 0.00506x100 = 0.51
PC	0+226.39	L = 0.20071x100 = 20.07
+½L_c	10.035	½L_c = 10.035
E	0+236.425	
+½L_c	10.035	
PT	0+246.46	
PI(4)	0+338.09	C_4.- R = 100 m. T = 0.91633x100 = 91.63

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

Estacas	Kilometraje	Cálculos
-T	91.63	$\alpha = 85°$ E = 0.35634x100 = 35.63
PC	0+246.46	L_c = 1.48353x100 = 148.35
		$\frac{1}{2}L_c$ = 74.175
PC	0+246.46	
+½L_c	74.175	
E	0+320.635	
+½L_c	74.175	
PT	0+394.81	
PI(5)	0+411.26	C_5.- R = 60 m. T = 0.27419x60 = 16.45
-T	16.45	$\alpha = 30°40'$ E = 0.03691x60 = 2.21
PC	0+394.81	L_c = 0.53523x60 = 32.11
+½L_c	16.055	$\frac{1}{2}L_c$ = - 16.055
E	0+410.865	
+½L_c	16.055	
PT	0+426.92	
+	13.08	
44	0+440.00	
48	0+480.00	
PI(6)	0+508.70	C_6.- R = 80 m. T = 0.32975x80 = 26.38
-T	26.38	$\alpha = 36°30'$ E = 0.05297x80 = 4.24
PC	0+482.32	L_c = 0.63705x80 = 50.96
+½L_c	25.48	$\frac{1}{2}L_c$ = 25.48
E	0+507.80	
+½L	25.48	
PT	0+533.28	
PI(7)	0+546.31	C_7.- R = 80 m. T = 0.16286x80 = 13.03
-T	13.03	$\alpha = 18°30'$ E = 0.01317x80 = 1.05
PC	0+533.28	L_c = 0.32289x80 = 25.83
+½L_c	12.915	$\frac{1}{2}L_c$ = 12.915
E	0+546.195	
+½L_c	12.915	
PT	0+559.11	
+	0.89	
56	0+560.00	
PI(8)	0+769.45	C_8.- R = 90 m. T = 0.45047x90 = 40.54
-T	40.54	$\alpha = 48°30'$ E = 0.09678x90 = 8.71
PC	0+728.91	L_c = 0.84648x90 = 76.18
+½L_c	38.09	$\frac{1}{2}L_c$ = 38.09
E	0+767.00	
+½L	38.09	

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

Estacas	Kilometraje	Cálculos
PT	0+805.09	
PI(9)	0+841.02	C_9.- R = 25 m. T = 1.43703x25 = 35.93
-T	35.93	α = 110°20' E = 0.75073x25 = 18.77
PC	0+805.09	L_c = 1.92568x25 = 48.14
+½L_c	24.07	½L_c = 24.07
E	0+829.16	
+½L_c	24.07	
PT	0+853.23	
+	6.77	
86	0+860.00	
..	.....	
98	0+980.00	
PI(10)	1+058.12	C_{10}.- R = 114 m. T = 0.64117x114 = 74.09
-T	74.09	α = 65°20' E = 0.18790x114 = 21.42
PC	0+984.03	L_c = 1.14028x114 = 129.99
+½L_c	64.995	½L_c = 64.995
E	1+049.025	
+½L	64.995	
PT	1+114.02	
PI(11)	1+170.40	C_{11}.- R = 208 m. T = 0.27107x208 = 56.38
-T	56.38	α = 30°20' E = 0.03609x208 = 7.51
PC	1+114.02	L_c = 0.52942x208 = 110.12
+½L_c	55.06	½L_c = 55.06
E	1+169.08	
+½L_c	55.06	
PT	1+224.14	
PI(12)	1+249.73	C_{12}.- R = 25 m. T = 1.02355x25 = 25.59
-T	25.59	α = 91°20' E = 0.43096x25 = 10.77
PC	1+224.14	L_c = 1.59407x25 = 39.85
+½L_c	19.925	½L_c = 19.925
E	1+244.065	
+½L	19.925	
PT	1+263.99	
PI(13)	1+305.46	C_{13}.- R = 140 m. T = 0.29621x140 = 41.47
-T	41.47	α = 33° E = 0.04295x140 = 6.01
PC	1+263.99	L_c = 0.57596x140 = 80.73
+½L_c	40.365	½L_c = 40.365
E	1+304.355	
+½L	40.365	
PT	1+344.72	
PI(14)	1+355.20	C_{14}.- R = 30 m. T = 0.34922x30 = 10.48

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

Estacas	Kilometraje	Cálculos
-T	10.48	$\alpha = 38°30'$ E = 0.05922x30 = 1.78
PC	1+344.72	L_c = 0.67195x30 = 20.16
		$\frac{1}{2}L_c$ = 10.08
PC	1+344.72	
+½L_c	10.08	
E	1+354.80	
+½L_c	10.08	
PT	1+364.88	
+	15.12	
138	1+380.00	
152	1+520.00	
PI(15)	1+544.24	C_{15}.- R = 100 m. T = 0.04658x100 = 4.66
-T	4.66	$\alpha = 5°20'$ E = 0.00108x100 = 0.11
PC	1+539.58	L_c = 0.09308x100 = 9.31
+½L_c	4.655	$\frac{1}{2}L_c$ = 4.655
E	1+544.235	
+½L	4.655	
PT	1+548.89	
+	11.11	
156	1+560.00	
160	1+600.00	
PI(16)	1+641.28	C_{16}.- R = 100 m. T = 0.23087x100 = 23.09
-T	23.09	$\alpha = 26°$ E = 0.02630x100 = 2.63
PC	1+618.19	L_c = 0.45379x100 = 45.38
+½L_c	22.69	$\frac{1}{2}L_c$ = = 22.69
E	1+640.28	
+½L	22.69	
PT	1+662.97	
PI(17)	1+680.60	C_{17}.- R = 100 m. T = 0.17633x100 = 17.63
-T	17.63	$\alpha = 20°$ E = 0.01543x100 = 1.54
PC	1+662.97	L_c = 0.34907x100 = 34.91
+½L_c	17.455	$\frac{1}{2}L_c$ = 17.455
E	1+680.425	
+½L_c	17.455	
PT	1+697.88	
+	2.12	
170	1+700.00	
186	1+860.00	

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

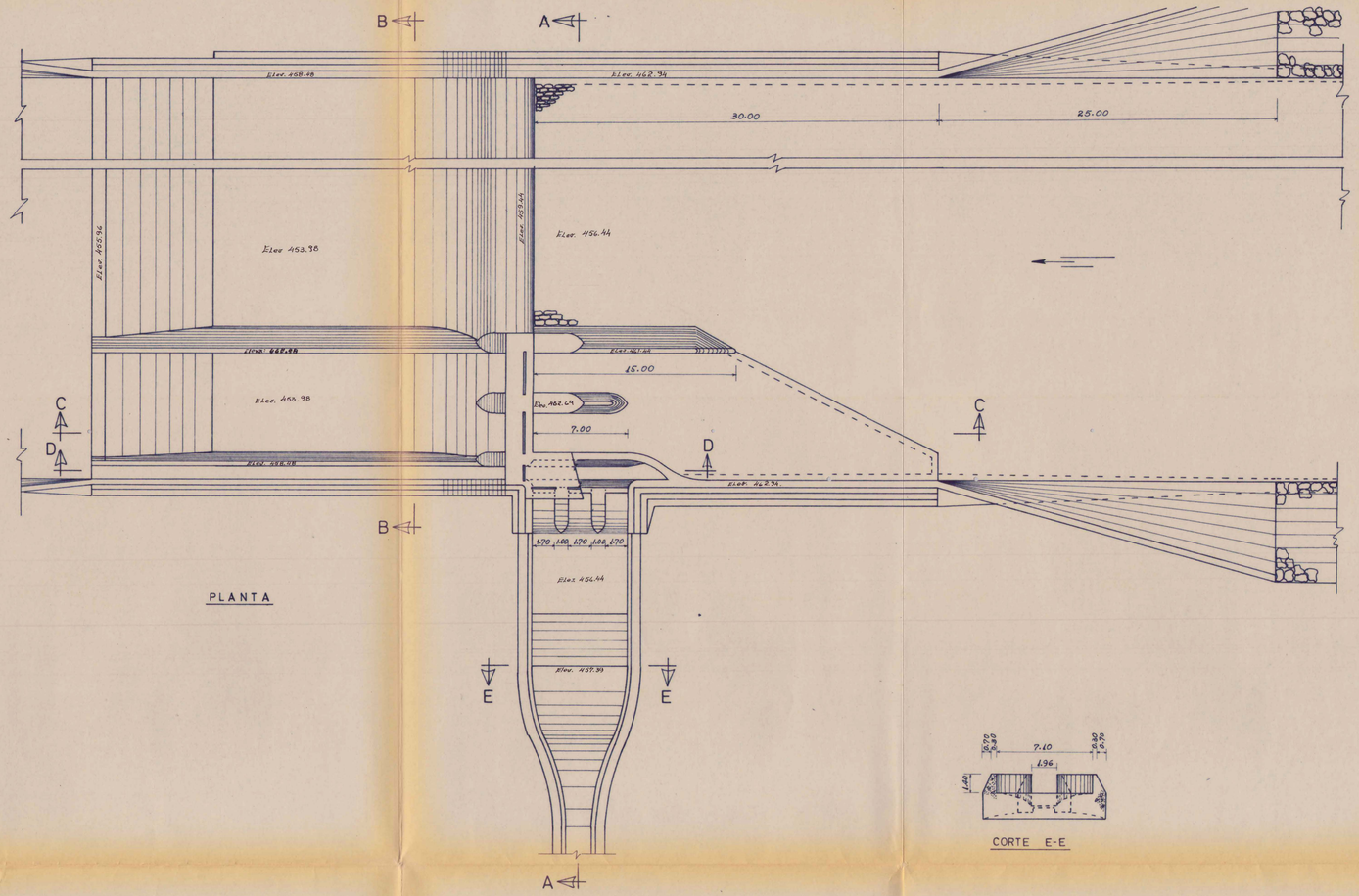
U. N. I. FAC. ING. CIVIL Promoción 1959

Estacas	Kilometraje	Cálculos
PI(18)	1+948.17	C_{18}.- R = 270 m. T = 0.30255x270 = 81.69
-T	81.67	α = 33°40' E = 0.04477x270 = 12.09
PC	1+866.50	L_c = 0.58759x270 = 158.65
+½L_c	79.325	½L_c = 79.325
E	1+945.825	
+½L_c	79.325	
PT	2+025.15	

En seguida hacemos el ploteo del trazo definitivo. Al final del capítulo presento el plano correspondiente a los dos primeros kilómetros.

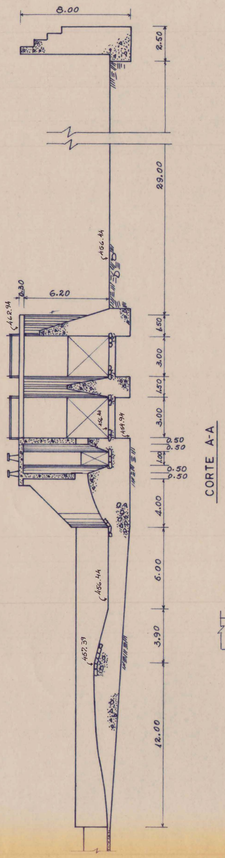
Detrás de la brigada de trazo viene la de nivelación de las estacas. Los resultados de esta nivelación con el trazo de la razante los presento en el dibujo del perfil longitudinal.

Por último viene la brigada de secciones transversales Los resultados de este último paso no se presentan aquí por no haberse pedido.

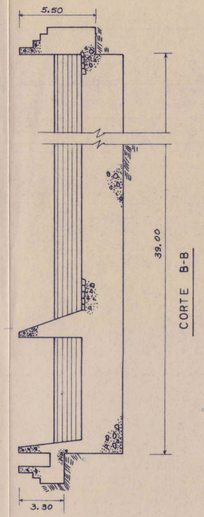


PLANTA

CORTE E-E

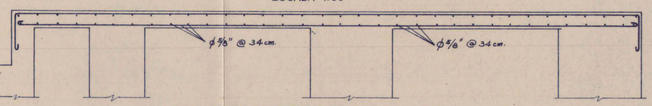


CORTE A-A

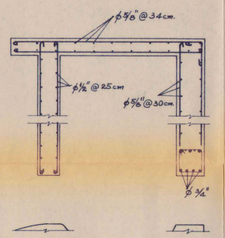


CORTE B-B

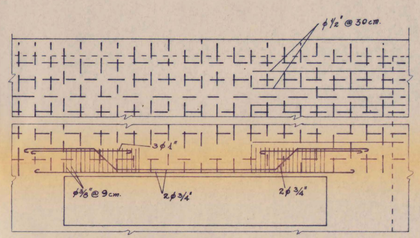
ESTRUCTURAS
ESCALA 1:50



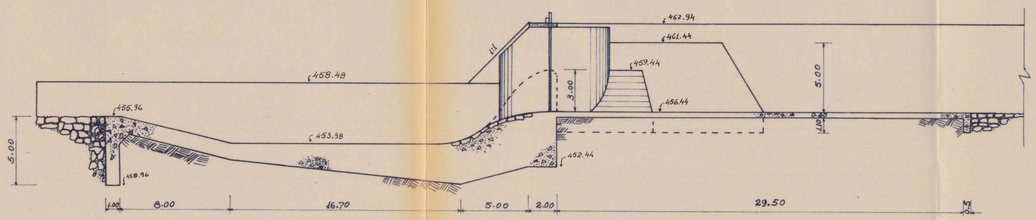
LOSA SOBRE COMPUERTAS DE FONDO Y LIMPIA



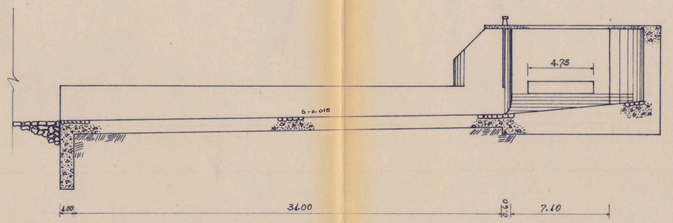
CAMARA DE CARGA



PANTALLA FRONTAL



CORTE C-C



CORTE D-D

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

U.N.I. FAC. ING. CIVIL — PROMOCION 1959

PLANO DE LA BOCATOMA

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

ESCALA 1:200 | FECHA JUNIO 1960

KILOMETRAJE	COTA TERRENO	COTA RASANTE	ALTURA CORTE	ALTURA RELLENO
0+000	464.70	456.44	8.36	
	468.50	456.36	12.24	
	468.30	456.28	12.12	
	466.50	456.20	10.40	
	467.60	456.12	11.58	
0+100	467.00	456.04	11.06	
	463.10	455.96	8.24	
	458.90	455.88	3.12	
	457.00	455.80	1.30	
	457.00	455.72	1.38	
0+200	457.00	455.64	1.46	
	457.00	455.56	1.54	
	457.00	455.48	1.62	
	456.90	455.40	1.60	
	456.10	455.32	0.88	
0+300	456.00	455.24	0.86	
	456.00	455.16	0.94	
	455.80	455.08	0.82	
	455.60	455.00	0.70	
	455.50	454.92	0.68	
0+400	455.70	454.84	0.96	
	455.60	454.76	0.94	
	455.20	454.68	0.72	
	455.40	454.60	0.90	
	455.30	454.52	0.88	
0+500	455.00	454.44	0.66	
	455.00	454.36	0.74	
	454.80	454.28	0.62	
	454.50	454.20	0.40	
	455.20	454.12	1.18	
0+600	455.80	454.04	1.86	
	455.20	453.96	1.34	
	455.00	453.88	1.22	
	455.40	453.80	1.70	
	455.40	453.72	1.78	
0+700	454.60	453.64	1.06	
	454.90	453.56	1.44	
	453.00	453.48		0.38
	453.00	453.40		0.30
	454.00	453.32	0.78	
0+800	453.50	453.24	0.36	
	453.50	453.16	0.44	
	454.30	453.08	1.32	
	453.90	453.00	1.00	
	454.00	452.92	1.18	
0+900	455.00	452.84	2.26	
	455.00	452.76	2.34	
	453.00	452.68	0.42	
	453.00	452.60	0.50	
	453.00	452.52	0.58	
1+000	453.50	452.44	1.16	
	453.60	452.36	1.34	
	453.00	452.28	0.82	
	454.00	452.20	1.90	
	454.50	452.12	2.48	
1+100	453.00	452.04	1.06	
	453.00	451.96	1.14	
	453.00	451.88	1.22	
	453.00	451.80	1.30	
	453.20	451.72	1.58	
1+200	453.00	451.64	1.46	
	453.00	451.56	1.54	
	453.00	451.48	1.62	
	452.00	451.40	0.70	
	452.00	451.32	0.78	
1+300	452.00	451.24	0.86	
	452.00	451.16	0.94	
	452.00	451.08	1.02	
	452.00	451.00	1.10	
	451.00	450.92	0.18	
1+400	451.00	450.84	0.26	
	451.20	450.76	0.54	
	451.60	450.68	1.02	
	452.20	450.60	1.70	
	453.00	450.52	2.58	
1+500	452.00	450.44	1.66	
	451.00	450.36	0.74	
	451.00	450.28	0.82	
	451.00	450.20	0.90	
	451.00	450.12	0.98	
1+600	451.00	450.04	1.06	
	451.00	449.96	1.14	
	451.00	449.88	1.22	
	451.00	449.80	1.30	
	451.00	449.72	1.38	
1+700	450.40	449.64	0.86	
	450.00	449.56	0.54	
	449.90	449.48	0.52	
	450.40	449.40	1.10	
	451.00	449.32	1.78	
1+800	451.00	449.24	1.86	
	450.50	449.16	1.44	
	450.00	449.08	1.02	
	449.80	449.00	0.90	
	449.50	448.92	0.68	
1+900	449.80	448.84	1.06	
	449.00	448.76	0.34	
	448.00	448.68		0.58
	449.00	448.60	0.50	
	449.80	448.52	1.38	
2+000	449.20	448.44	0.86	

CLASIF. TERREN.: ROCA FISURADA

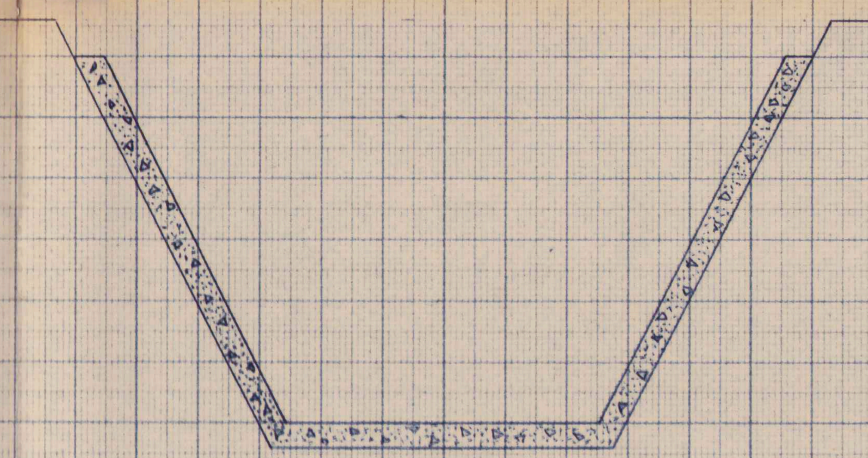
SECCION TIPO: A

PENDIENTE: 0.004

TRAZO: R = 30 m, α = 141°; R = 40 m, α = 52°; R = 100 m, α = 11°30'; R = 100 m, α = 85°; R = 60 m, α = 30°40'; R = 80 m, α = 36°30'; R = 80 m, α = 18°30'; R = 90 m, α = 46°30'; R = 25 m, α = 110°20'; R = 114 m, α = 65°20'; R = 203 m, α = 30°30'; R = 25 m, α = 91°20'; R = 140 m, α = 30°; α = 38°30', R = 30 m; R = 100 m, α = 5°20'; R = 100 m, α = 26°; R = 100 m, α = 20°; R = 270 m, α = 33°40'

SECCION TIPO A

Q = 7 m³/seg
n = 0.015
s = 0.004
t = 1/2 : 1
b = d = 1.26 m.
V = 2.95 m/seg
A = 2.37 m²
f = 0.40 m.
Rev. e = 0.10 m.
ESCALA: 1:25



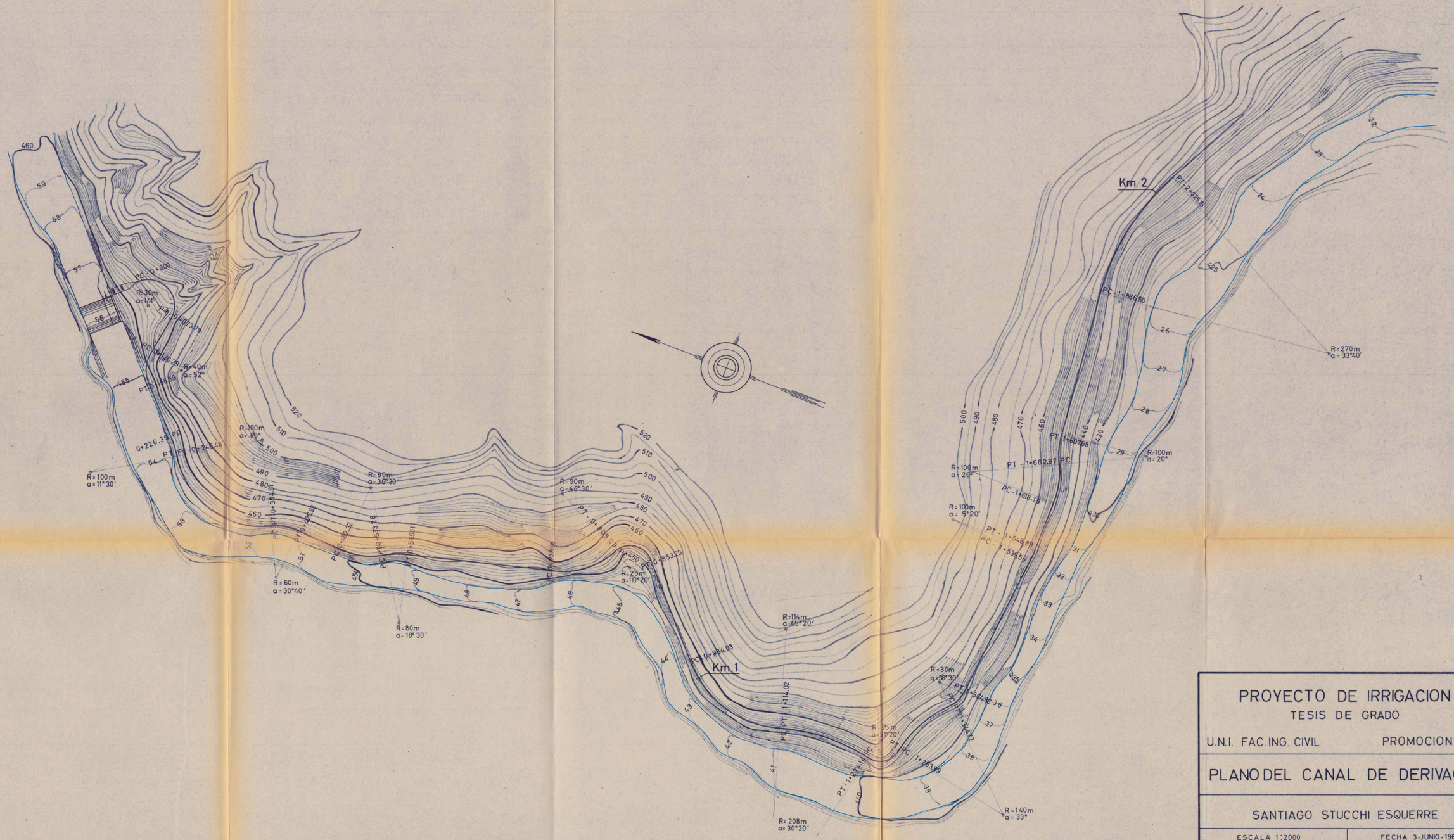
PROYECTO DE IRRIGACION
TESIS DE GRADO

U.N.I. FAC. ING. CIVIL — PROMOCION 1959

PERFIL LONGITUDINAL Km. 0 á Km. 2

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

ESCALAS: VERTICAL 1:200, HORIZONTAL 1:2000 — FECHA JUNIO 1960



PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

U.N.I. FAC. ING. CIVIL — PROMOCION 1959

PLANO DEL CANAL DE DERIVACION

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

ESCALA 1:2000 | FECHA 3-JUNIO-1960

LEYENDA

- CARRETERA
- CAMINOS VECINALES
- CANAL PRINCIPAL
- LATERALES PRINCIPALES
- DRENES PRINCIPALES

PROYECTO DE IRRIGACION

TESIS DE GRADO

U.N.I. FAC. ING. CIVIL — PROMOCION 1959

PLANO GENERAL

SANTIAGO STUCCHI ESQUERRE

ESCALA 1:50.000 — FECHA JUNIO 1960

Jorge Gustavo Lama

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
ANTIGUA ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
SECRETARIA
Facultad de Ingeniería Civil